

INGENIEURGEOLOGISCHE UND BODENMECHANISCHE
CHARAKTERISTIKA ÜBERKONSOLIDierter JURAS-
SISCHER TONE (a.Bsp.d.OPALINUSTONS) MIT
BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER GLIEDERUNG
DES VERWITTERUNGSPROFILS.

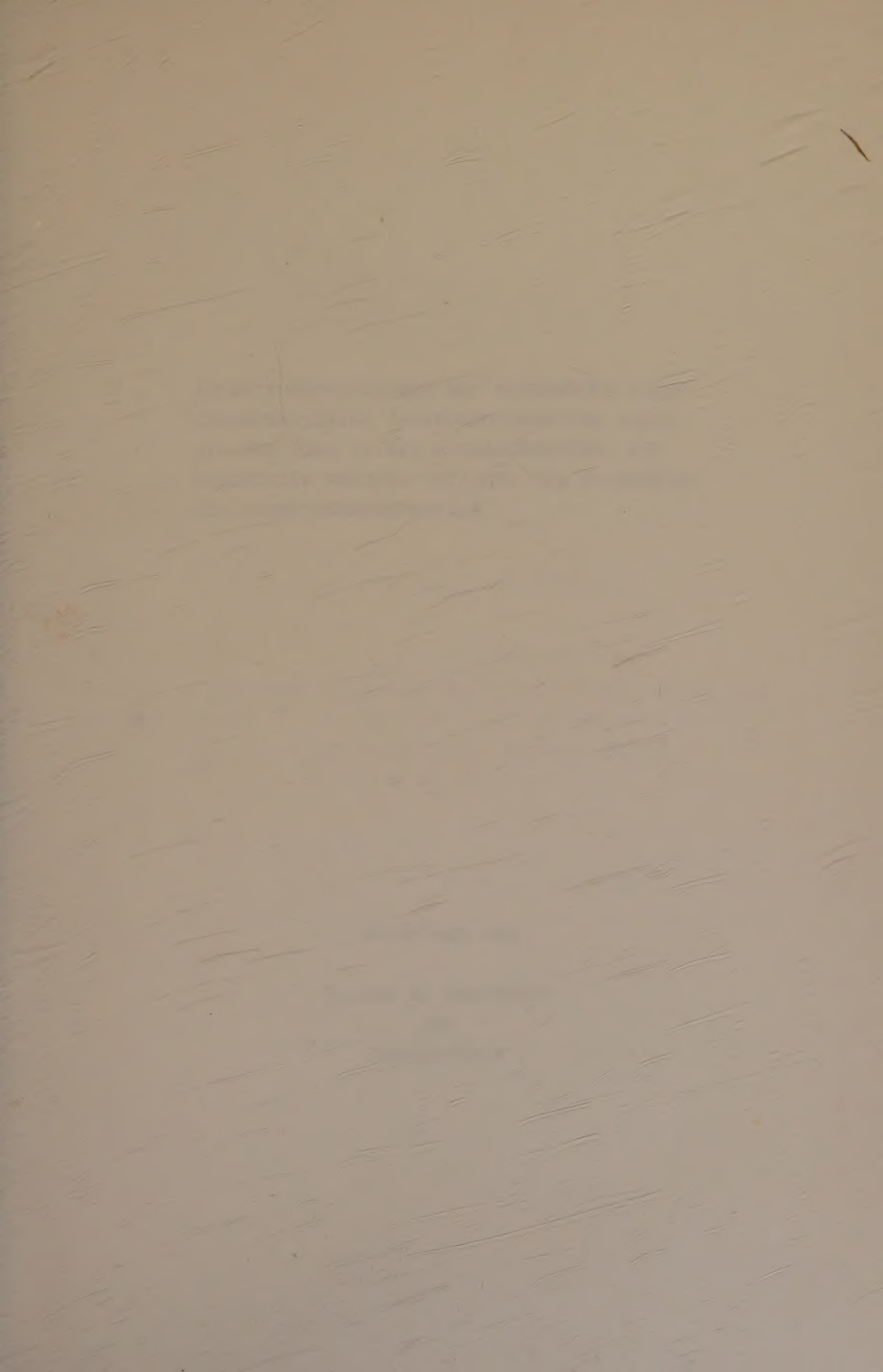
Den Naturwissenschaftlichen Fakultäten
der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg
zur
Erlangung des Doktorgrades

vorgelegt von

Firouz B. Razizadeh
aus
Tabriz/Iran

1980

1981 # 73



Veröffentlicht in:

**Veröffentlichungen
des Grundbauinstitutes der LGA Bayern,
Heft 40, 1981
Eigenverlag LGA, Nürnberg**

INGENIEURGEOLOGISCHE UND BODENMECHANISCHE
CHARAKTERISTIKA ÜBERKONSOLIDierter JURAS-
SISCHER TONE (a.Bsp.d.OPALINUSTONS) MIT
BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER GLIEDERUNG
DES VERWITTERUNGSPROFILS.

Den Naturwissenschaftlichen Fakultäten
der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg
zur
Erlangung des Doktorgrades

vorgelegt von

Firouz B. Razizadeh
aus
Tabriz/Iran

Als Dissertation genehmigt von der Naturwissen-
schaftlichen Fakultät der Universität Erlangen-
Nürnberg.



Tag der mündlichen Prüfung: 7. November 1980

Vorsitzender der Promotionskommission: Prof. Dr.H. Wegener

Erstberichterstatter: Prof. Dr. K. Poll

Zweitberichterstatter: Prof. Dr. G. Nollau

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Vorwort	1
1. Einleitung	3
1.1. Problemstellung und Aufgabe	4
1.2. Gebiet der Probenahmen	9
2. Geologischer und mineralogischer Aufbau des Opalinustons	10
2.1. Geologischer Aufbau des Opalinustons	10
2.2. Gesteinsbeschreibung	11
2.3. Alter und Mächtigkeit	12
2.4. Allgemeines über Verwitterung der Pelite	12
2.4.1. Endodynamomorphe Verwitterung	13
2.4.2. Ektodynamomorphe Verwitterung	14
2.5. Mineralogischer Aufbau des Opalinustons	15
3. Gelände- und Feldbeobachtungen	17
3.1. Beobachtungen in Schürfgruben	17
3.2. Unterteilung des Verwitterungsprofils durch optische Merkmale (Feldunter- scheidungsmerkmale)	25
3.2.1. Einleitung	25
3.2.2. Schlußfolgerung	27
4. Mineralogisch-geochemische Untersuchungen	29
4.1. Einleitung	29
4.2. Verfahrensbeschreibung	29
4.3. Mineralbestand und chemische Zusammen- setzung in Abhängigkeit von den Ver- witterungszonen	30
5. Geomechanische Laboruntersuchungen	36
5.1. Einleitung	36
5.2. Probenahme und Probelagerung	36
5.3. Kornverteilung	38

5.3.1.	Kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse	38
5.3.2.	Kornverteilung durch schonende Naßsiebung	42
5.4.	Aggregationszahl	45
5.5.	Wassergehalt	45
5.6.	ATTERBERG'sche Grenzen	50
5.6.1.	Fließ- und Ausrollgrenze	51
5.6.2.	Plastizitäts- und Konsistenzzahl	51
5.6.3.	Schrumpfgrenze	53
5.7.	Normaler und realer Aktivitätsindex	53
5.8.	Korndichte	55
5.9.	Feuchtdichte und Trockendichte	56
5.10.	Porenanteil und Porenzahl	56
5.11.	Sättigungszahl	57
5.12.	Schwelldruckversuche	59
5.12.1.	Einleitung	59
5.12.2.	Versuchsanordnung	60
5.12.3.	Versuchsablauf	61
5.12.4.	Versuchsergebnisse der Schwelldruckversuche	62
5.12.5.	Vergleiche der einzelnen Verwitterungszonen hinsichtlich der Ergebnisse aus den Schwell- druckversuchen	69
5.13.	Kompressionsversuche	71
5.13.1.	Einleitung	71
5.13.2.	Versuchsanordnung und Versuchsablauf	72
5.13.3.	Zeitsetzungskurven	73
5.13.4.	Vergleich der Zeitsetzungskurven unter- schiedlicher Verwitterungszonen	81
5.13.5.	Drucksetzungskurven	82
5.14.	Scherfestigkeitsversuche	85
5.14.1.	Einleitung	85
5.14.2.	Direkter Scherversuch	86
5.14.2.1.	Versuchsanordnung	86
5.14.2.2.	Versuchsdurchführung	86
5.14.2.3.	Versuchsergebnisse	87

5.14.2.3.1.	Einleitung	87
5.14.2.3.2.	Auswertung	88
5.14.3.	Dreiaxiale Druckversuche	96
5.14.3.1.	Einleitung	96
5.14.3.2.	Versuchsanordnung	96
5.14.3.3.	Versuchsdurchführung	97
5.14.3.3.1.	Probenherstellung und Einbau	97
5.14.3.3.2.	Sättigungsverfahren	100
5.14.3.3.3.	Konsolidation	102
5.14.3.3.4.	Abschervorgang	105
5.14.3.4.	Versuchsergebnisse	109
5.14.3.4.1.	Grundlagen der Auswertung	109
5.14.3.4.2.	Darstellung und Auswertung der Meßdaten	111
5.14.3.4.2.1.	Spannungswege	111
5.14.3.4.2.2.	Die Scherparameter ϕ' und c' in Abhängigkeit von den Verwitterungszonen	125
5.14.3.4.2.3.	Meßergebnisse in Abhängigkeit von der Zusammendrückung	130
5.14.4.	Zylinderdruckversuche	141
5.15.	Zusammenfassung der geomechanischen Laboruntersuchungen	145
6.	Geomechanische Felduntersuchungen	149
6.1.	Sondierungen	149
6.1.1.	Einleitung	149
6.1.2.	Rammsondierung	149
6.1.3.	Drucksondierung	150
6.2.	Pressiometer-Versuche	155
6.2.1.	Versuchsanordnung	155
6.2.2.	Versuchsdurchführung und Auswertung	156
7.	Zusammenfassung der vorliegenden Arbeit	168
8.	Formelzeichen und Abkürzungen	171
9.	Literaturverzeichnis und weitere Literatur zum Thema	176
	Erklärung zur Tafel	200

V o r w o r t

Die Anregung zur vorliegenden Arbeit erhielt ich von meinem verehrten Lehrer Prof. Dr. K. POLL, der mir stets bei allen Arbeitsproblemen mit viel Einsatz und unter großem Zeitaufwand hilfreich zur Seite stand.

Mein Dank gilt ebenfalls dem Leitenden Baudirektor, Herrn Dr.-Ing. M. KANY für seine wohlwollende Unterstützung. So erhielt ich die Erlaubnis, für meine Untersuchungen alle im Grundbauinstitut der Landes-gewerbeanstalt (LGA) Bayern vorhandenen Labor- und Felduntersuchungseinrichtungen sowie die dortige Bibliothek zu benutzen. Auch die Fertigstellung eines Teils der Zeichenarbeiten wurde dankenswerterweise von der LGA übernommen.

Für die Einführung in die Grundlagen der Ingenieur-geologie sowie für Hilfen und Ratschläge bin ich den Herren Prof.Dr. HEITFELD, Dr. DÜLLMANN sowie Dr. KRAPP (alle TH Aachen), zu Dank verpflichtet.

Ganz besonders möchte ich Herrn Dr. H. SPOTKA für seine umfangreichen Hilfeleistungen herzlich danken; er stand mir stets für die Organisation von Versuchsaapparaturen und bei allen damit zusammenhängenden Problemen hilfreich zur Seite.

Ebenfalls gilt mein Dank Herrn Dr. J. GRÜNDER von der LGA für viele Anregungen und Unterstützungen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. SMOLTCZYK (TU Stuttgart) danke ich für die Erlaubnis, Dreiaxialversuche im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart

durchführen zu dürfen. Hier fand ich bei Herrn Dipl.-Ing. SALDEN und auch allen anderen Institutsangehörigen bei praktischen und theoretischen Fragen stets Hilfsbereitschaft, wofür ich mich auch an dieser Stelle bedanke.

Herrn Dipl.-Min. MACK (TU Stuttgart) danke ich für die mineralogischen Analysen. Weiterhin möchte ich allen Mitarbeitern des Grundbauinstituts der LGA Bayern sowie allen meinen Kommilitonen im Institut für Geologie und Mineralogie, Erlangen, insbesondere den Herren Dipl.-Geol. ECKL, Dipl.-Geol. REICHEL und Dipl.-Geol. MIEHLING für ihre selbstlose Hilfsbereitschaft meinen Dank aussprechen. Der Friedrich-Naumann-Stiftung sowie der Deutschen Forschungsgemeinschaft danke ich für die finanzielle Unterstützung eines Teils der Arbeit. Die vorliegende Arbeit wurde vom Frühjahr 1978 bis Ende 1980 angefertigt.

Ganz besonders danke ich meiner lieben Frau Nayer, die in einer für sie neuen Umgebung mit großer Geduld und mit stetem Verständnis die Zusammenstellung der vorliegenden Arbeit begleitete; ihre liebevolle Betreuung war für mich ein großer Ansporn, die Dissertation gewissenhaft durchzuführen.

1. EINLEITUNG

Der im süddeutschen Raum verbreitete Opalinuston, ein überkonsolidiertes marines Sediment, wird zu den veränderlich-festen-Gesteinen gerechnet. Der Opalinuston weist nämlich im unverwitterten Zustand fast felsartige Eigenschaften auf; sobald er aber einer mehr oder weniger intensiven Verwitterung ausgesetzt wird (z.B. hervorgerufen durch das Ausheben einer Grube), verändert sich sein geomechanisches Verhalten sehr schnell. Ein rascher Verwitterungsvorgang ist aber nur bedingt mit den Verwitterungsprozessen in einem natürlich gebildeten Profil vergleichbar, da die exodynamomorphen und die endodynamomorphen Vorgänge in geologischen Zeiträumen komplexer einwirken. Die durch physikalische, chemische und biologische Verwitterung beeinflussten Gesteine weisen aufgrund ihres differenzierten geomechanischen Verhaltens bei Bauwerksgründungen in vielen Fällen Probleme auf. Die Verwitterungseinflüsse sind daher für die Geowissenschaften wie auch für die Bautechnik von großem aktuellem Interesse.

Obwohl der Opalinuston und seine Verwitterungsprodukte in weiten Bereichen Bayerns als Baugrund genutzt werden, wurden bis jetzt noch keine systematischen Untersuchungen geotechnischer Art über die durch die Verwitterung beeinflussten Bereiche des Opalinustones durchgeführt.

Die Literatur zu diesem Problem ist recht spärlich. Zu nennen sind Arbeiten von EINSELE (1958, 1961), EINSELE & WALLRAUCH (1964) und WALLRAUCH (1969),

die sich im Hinblick auf Verwitterungsphänomene mit ähnlichen Tonsteinen aus dem Jura von Süddeutschland befaßten. Weiter wären noch die Arbeiten von GRÜNDER & POLL (1977), GRÜNDER (1978) und MIEHLING (1978) anzuführen, die sich in ihren Arbeiten am Institut für Geologie und Mineralogie/Erlangen mit dem Feuerletten bzw. mit dem Amaltheen-Ton befaßten, also mit bautechnisch vergleichbaren Gesteinen.

1.1. PROBLEMSTELLUNG UND AUFGABE

Der stark vorbelastete und somit überkonsolidierte Opalinustonstein verliert im Oberflächenbereich durch Entspannung allmählich seine Überkonsolidierung. An die Stelle des festen Tonsteins tritt mit fortschreitender Entlastung und Verwitterung ein immer mehr aufgelockertes Gesteinsmaterial, das in der Endstufe der Verwitterung als quasi homogener Ton vorliegt.

Bisher wurde im bayerischen Raum noch nicht untersucht, in welcher Tiefe unter der Geländeoberfläche diese Auflockerung einsetzt, welche Übergangszonen zwischen Ausgangsgestein und Endprodukt vorliegen, sowie welche bodenmechanischen Charakteristika diese Zonen aufweisen. Diese Frage spielt aber bei der Beurteilung des Baugrundes eine entscheidende Rolle. Es ist deswegen angebracht, den Fragen nach Ausbildung, Mächtigkeit und besonders nach der Erkennbarkeit der einzelnen Verwitterungszonen nachzugehen.

In der Literatur, die sich mit Verwitterungsphänomenen sowie mit der Abhängigkeit der geomechanischen Eigenschaften vom Verwitterungszustand der Tonsteine

befaßt, sind u.a. folgende Autoren bekannt geworden:

PETERSON (1959, 1958, 1960), KLOPP (1957), EINSELE (1959, 1961), SKEMPTON (1964, 1969, 1970), EINSELE & WALLRAUCH (1964), KRAUSE (1966), DAVIS (1966, 1967, 1968), UNDERWOOD (1967), MAGAR (1968), WOLTERS (1969), WALLRAUCH (1969), BJERRUM (1966, 1973), CHANDLER (1966, 1969, 1972), SMOLTCZYK (1972), KÜHN (1973), KECK (1976), GRÜNDER & POLL (1977) und LEMPP (1979).

Die genannten Autoren weisen eine Vielzahl unterschiedlicher Begriffe und Klassifizierungsmethoden bezüglich ingenieurgeologischer und geotechnischer Bewertung der Pelite und ihrer Verwitterungserscheinungen auf. Es gibt bis jetzt auch noch keine einfach zu handhabenden Methoden und Kriterien, nach denen die Verwitterungsbereiche nach ihren Eigenschaften zu klassifizieren und allgemeingültig darzustellen sind. Vielmehr werden für die Veranschaulichung der relativen Unterschiede in Verwitterungszonen je nach der speziellen Fragestellung und Beurteilung der Bearbeiter verschiedene Methoden angewendet und unterschiedliche Parameter hervorgehoben.

EINSELE & WALLRAUCH (1964) verwendeten den Begriff "Verwitterungsgrad" für die Einteilung von tonig-schluffigen Gesteinen Süddeutschlands. Sie unterschieden durch eine reale Korngrößenanalyse (schonende Naßsiegung) 5 Verwitterungsgrade mit definierten Grenzen.

BREWER (1963) sowie SKEMPTON (1964) als auch DAVIS (1966) bearbeiteten die Verwitterungserscheinungen besonders im Keuper Marl Englands. Aufbauend auf den

letztgenannten Arbeiten entwickelte CHANDLER (1969) ein Verwitterungsschema für den Keuper Marl, das er später (1972) auf den geschichteten Lias Clay Englands (Tab. I) übertrug.

SMOLTCHYK (1972) weist auf die Vorteile des von CHANDLER entwickelten Verwitterungsschemas hin und diskutiert die eventuelle Verwendung weiterer, zusätzlicher Parameter als praktischen Maßstab für den Verwitterungsgrad.

Bisher haben sich die von EINSELE (1958, 1961), EINSELE & WALLRAUCH (1964), WALLRAUCH (1969) und CHANDLER (1969, 1972) angewandten Methoden und Begriffe bezüglich der Verwitterungsphänomene und der verschiedenen geomechanischen Eigenschaften der überkonsolidierten Pelite in der Praktischen Ingenieurgeologie bewährt. Einige Prinzipien dieser Veröffentlichungen wurden für die vorliegende Arbeit verwendet.

Für eine exakte wissenschaftliche Gliederung können noch weitere Untersuchungen herangezogen werden, die die Bestimmung der Diskontinuitätsflächen noch exakter ermöglichen. Durch diese umfassenden Untersuchungsverfahren soll in der vorliegenden Arbeit versucht werden, ein Profil der ingenieurgeologischen und geomechanischen Kennziffern des Opalinustones mit wohldefinierten Grenzen zu ermitteln. Da einerseits die rein geologischen Aussagen bei speziellen praktischen Fragestellungen leider nicht immer exakt genug sind, andererseits die mathematisch-geometrische Behandlung den natürlichen Verhältnissen nicht ganz gerecht wird, wird angestrebt, beide Aspekte im Auge zu behalten.

Table 1. Weathering scheme for Upper Lias Clay based on the Rockingham and Gifford sites

Zone	Oxidation, etc. (1) Description of hand specimen (2) Range of $\text{Fe}_2\text{O}_3/\text{FeO}$ ratios	Fabric, based on examination of thin sections (See Appendix)	Discontinuities (1) Fracture spacing (2) Shears	Other chemical observations (1) % CaCO_3 (2) Selenite	Water content (1) Range (2) Liquidity index
(Landslip/soilification)	(1) Mottled light grey/light brown clay becoming grey with depth; considerable oxidation near surface (with frequent small haematite pellets), minimal oxidation at depth (i.e. > 3 m); extensive geying at shallow depths (2) 2.0-8.0; mean 6.0	0-2 m: - Heterogeneous, with small (< 1 mm) rotated lithorelicts; greater depths: -rotated lithorelicts (up to 30 mm); otherwise as Zone III	(1) apparently intact (except for desiccation cracks) at shallow depths; as Zone III at greater depths (2) as Zone III	(1) 0-4% (2) none observed	(1) 32-36% (2) 0 to +0.12
IV	not observed—probably absent on slopes				
III	(1) Fissured clay with light grey (gleyed) fissure surfaces; centres of lithorelicts seen to be pale brown (oxidized) (2) 2.5-5.0; mean 4.0	Lithorelicts (up to 30 mm) have horizontal bedding; matrix occupies less than 50% of section, is often gleyed, and where limited in extent is usually sheared; larger areas of matrix show oriented bands	(1) 10-30 mm (2) minor shearing in gleyed fissures is common	(1) 5-6% (2) common	(1) 27-32% (2) -0.03 to +0.08
IIb	(1) Grey/blue-grey clay with brown (oxidized) areas typically along fissures; no geying (2) 1.0-6.0; mean 3.0	As Zone I but with brown staining usually in areas parallel to fissures	(1) 20-100 mm (2) minor shears, 1-2 mm displacement, sometimes associated with oxidation	(1) 0-5% (2) infrequent	(1) 23-27% (2) -0.15 to -0.03
IIa	(1) Blue-grey clay/soft mudstone, oxidation on surfaces of joints and fissures only (2) 0.3-2.0; mean 0.8	As Zone I but with brown staining only along fissures	(1) 20-100 mm (2) no shears	(1) 1-6% (2) rare	(1) 19-25% (2) -0.34 to -0.14
I	(1) Blue-grey soft mudstone; no oxidation (2) 0.3-1.5; mean 0.6	Bedding horizontal; fabric variations are those resulting from depositional changes	(1) > 100 mm (2) no shears	(1) 1-7% (2) none observed	(1) 14-19% (2) -0.57 to -0.38

Tabelle I : Verwitterungsschema für den oberen Lias Clay in England (aus CHANDLER, 1972)

Dabei sind wir folgendermaßen vorgegangen:

1. Aufnahme und Gliederung des Verwitterungsprofils durch Geländebeobachtungen mit geologischen Methoden.
2. Systematisierung und Klassifizierung des Verwitterungsprofiles bzw. der Verwitterungszonen durch geochemische und geomechanische Versuchsdaten.
3. Ergänzung der Labor- und Geländebeobachtungsergebnisse anhand von Feldversuchen sowie Überprüfung, welche Beziehungen sich zwischen den an kleinen Probenkörpern gewonnenen Kennziffern und den in situ-Werten ergeben.

Einschränkend darf zu den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit nicht übersehen werden, daß sie im strengen Sinne bautechnisch nur auf solche Gebiete übertragbar sind, die denselben lithologischen und geomechanischen Aufbau zeigen und die dieselbe geologische Geschichte aufweisen wie die Gesteine des Testgebietes. Da sich bei der Auswertung der Versuchsergebnisse aber herausstellte, daß die bodenmechanischen Kennziffern und ihre Veränderungen unter Verwitterungseinflüssen denjenigen des Feuerlettings, Amaltheentons von Süddeutschland oder auch denen des englischen Juras unter bestimmten Voraussetzungen gleichen, dürfen die Verhältnisse der hier untersuchten Verwitterungszonen als allgemeingültig angesehen werden.

1.2. GEBIET DER PROBENAHMEN

In nahezu idealer Weise bietet sich die Tongrube des Blähtonwerks Dennert in Postbauer-Heng, ca. 20 km SE'Nürnberg zur Untersuchung an.

Die Tongrube liegt im Grenzgebiet des Blattes Neumarkt i.d. Opf. (Blatt Nr. 6734) zum Blatt Altdorf (Blatt Nr. 6634). Ihre Abbauböschung besitzt eine Länge von ca. 150 m und eine Tiefe von ca. 7 m. Die Böschung streicht 160° und fällt mit 60° nach WSW ein (Taf. I a).

2. GEOLOGISCHER UND MINERALOGISCHER AUFBAU DES OPALINUSTONS

2.1. GEOLOGISCHER AUFBAU DES OPALINUSTONS

Der Opalinuston (untere Aalen-Schichten bzw. Dogger Alpha) als unterste Stufe des Mittleren (= Braunen) Jura ist im süddeutschen Raum weit verbreitet. In Nordbayern bildet er ein wichtiges Schichtglied der Franken-Alb. Diese ziemlich eintönige Tonsteinsfolge gehört zu den mesozoischen Tonsteinen, die diagenetisch verfestigt und durch die jüngere Überdeckung stark überkonsolidiert sind.

Morphologisch bildet der Opalinuston in der Schichtstufenlandschaft entweder Verebnungen oder weite, sanft geschwungene, mehr oder minder geneigte Abhänge.

Ungeachtet seiner ± horizontalen Lagerung kam es im Opalinuston in geologisch sehr junger Zeit (Pleistozän - rezent) häufig zu Bergschlipfen, Bergstürzen, Hangrutschungen und anderen Bodenbewegungen, wie sie z.B. beim Talzus Schub als Kriechphänomene auftreten. Die Ursache hierfür liegt u.a. in der Fähigkeit zur Wasseraufnahme.

Somit ist der Opalinuston in der Regel kein günstiger Baugrund. Für die Wasserwirtschaft aber erfüllt dieser Tonstein eine wichtige Funktion als Wasserstauer unterhalb der gut wasserdurchlässigen Doggersandsteine. Er dient weiterhin als Rohstoff zur Herstellung von Ziegeln und Blähtonen.

2.2. GESTEINSBESCHREIBUNG

Die überkonsolidierten Pelite des Opalinustons sind marine Sedimente des Juras und waren bis zum Tertiär von einem mindestens 400 m mächtigen Paket jüngerer Sedimente überlagert. Die Abtragung dieses Sedimentpaketes begann in der Unteren Kreidezeit und setzte sich im Tertiär fort. Die derzeit bestehende Geländeoberkante wurde etwa gegen Ende des Jungpleistozäns erreicht.

Der Opalinuston im Arbeitsgebiet besteht aus einer monotonen Folge von dunkelgrauen bis dunkelbraunen, kalkarmen, pyrithaltigen Schiefertonesteinen, die Toneisensteingeoden, Mergelkalkkonkretionen und Kalksandsteinbänke führen.

Im Tongrubenprofil (Sch.Nr. 2 Abb. 1, S. 27) Postbauer-Heng ist eine ca. 10 cm mächtige hellgraue, in verwittertem Zustand gelblichbraune, sehr feinkörnige, harte Kalksandsteinbank z.T. linsenförmig eingelagert. Eine zweite Kalksandsteinbank ist in ca. 5 m Tiefe vorhanden. Sie ist aber nur einige cm dick und besitzt eine sehr unregelmäßige Oberfläche. An einigen Stellen sind sekundäre Gipsausfällungen vorhanden, welche teilweise die Trennflächen (Schichtflächen, Klüfte) im Opalinuston ausfüllen. Darüberhinaus läßt sich in den Tonsteinen selbst in einigen Bereichen ebenfalls Gips - in fein verteilter Form - nachweisen (Tab. I, S. 33). Dies beschränkt sich jedoch auf einen Bereich, der sich ca. 5 cm beiderseits der Trennflächen erstreckt.

2.3. ALTER UND MÄCHTIGKEIT

Der Opalinuston umfaßt den Zeitraum zwischen Lias im Liegenden und Doggersandstein im Hangenden, wobei gegen den Lias-Zeta sowie gegen den Dogger-Beta keine scharfe Grenze durch Fazieswechsel, sondern eine Übergangszone vorhanden ist. Die Mächtigkeit des Opalinuston im süddeutschen Raum erreicht im Beckenbereich bis zu 100 m. Im Arbeitsgebiet geben LAHNER (1969), STAHL (1969) und SCHMIDT-KAHLER (1974) Mächtigkeiten zwischen 60 und 70 m an.

2.4. ALLGEMEINES ÜBER VERWITTERUNG DER PELITE

Unter Verwitterung werden Prozesse verstanden, welche die Gesteine an der Erdoberfläche auflockern und sie $\pm$ zerstören. Es sind physikalische, chemische und biologische Vorgänge, die dabei wirksam werden und mannigfach ineinander greifen.

Die physikalische Verwitterung zerlegt die Gesteine mechanisch, ohne daß der chemische Zustand des Gesteins wesentlich verändert wird. Es entstehen dabei unterschiedlich große Bruchstücke, wobei tektonische und sonstige Diskontinuitätsflächen bzw. Schwächezonen aufgelockert und erweitert werden. Der Wirkungsbereich der physikalischen Verwitterung erreicht normalerweise nur einige Meter. Die chemische Verwitterung bedeutet die chemische Zersetzung des Gesteins bzw. Um- und Neubildung von Mineralien, wobei die Wirkungen von Wasser und Temperatur eine große Rolle spielen. Durch die chemische Verwitterung kommt es zur Um- und Neubildung von Tonmineralien, wobei zwischen dem Ausgangsmaterial und den Ver-

witterungsneubildungen ein dynamisches Gleichgewicht herrscht. In tonigen und schluffigen Gesteinen läuft die Um- oder Neubildung von Tonmineralien im Gegensatz zu anderen Bestandteilen wie etwa Karbonate oder Feldspäte sehr langsam ab; das Gleichgewicht bleibt sehr lange erhalten. Trotzdem kann die chemische Verwitterung zu Lockerung und Entfestigung von pelitischen Gesteinen sehr stark beitragen, wenn z.B. das Kittmaterial angegriffen wird. Bei dem in dieser Arbeit untersuchten überkonsolidierten Opalinuston prägen endodynamomorphe (Entspannung) und ektodynamomorphe (Atmosphärien) Verwitterungsprozesse das Verwitterungsprofil. Im folgenden wird kurz darauf eingegangen:

2.4.1. ENDODYNAMOMORPHE VERWITTERUNG

Unter ca. 400 m mächtiger sedimentärer Auflast (bis einschließlich der Malmablagerung) und bei langen Überlagerungszeiten nach der Sedimentation stabilisierten sich die diagenetischen Bindungen. Nach bisherigen Untersuchungen durch verschiedene Autoren wie STRAKHOV (1956 a; FÜCHTBAUER & MÜLLER 1969), NAGARAJ (1964) und YONG & WARKENTIN (1967) sind die diagenetischen Bindungen bei den überkonsolidierten Peliten mechanischer, chemischer und elektrostatischer Art (Coulomb'sche -, auch van der Vaal'sche Kräfte). Dadurch werden durch die hohe Belastung große Spannungen im Gestein gespeichert. Die Entlastung, z.B. durch Erosion der geologischen Auflast, führt zu Entspannung und zu Gefügeveränderungen, die folgenden Verlauf nehmen: Der langsame und ziemlich kontinuierliche Ablauf der Erosion über geologische Zeiträume hinweg führt zur Entspannung des Gebirges, wobei schichtparallele,

schräg und steil stehende Trennflächen entstehen. Außerdem bilden sich Kleinfugen (Fissuren), die den größten Teil der Trennflächen ausmachen. Diese zeigen meistens eine muschelige Ausbildung der Bruchfläche. Durch die genannten Trennflächen sowie wegen der geologischen Klüfte (Joints) wird das Gebirge in ein System von Kluftkörpern und Blöcken zerteilt. Dadurch wird ein Teil der mittels der diagenetischen Bindungen gespeicherten Spannungen frei: Das Gebirge entspannt sich. Die Kluftkörper hingegen bleiben weitgehend gesunde Reste des Gebirges. Sie sind in sich noch nicht entspannt und weisen in ihrem Korngefüge latente Vorbelastungsspannungen bzw. Restspannungen auf. Nach WALLRAUCH (1969) reicht die endodynamomorphe Entspannung sehr tief und die ersten sichtbaren Anzeichen treten in einzelnen Fällen schon oberhalb einer Tiefe von 25 m auf. Im Arbeitsgebiet waren alle endodynamomorphen Entspannungserscheinungen bis 7 m Tiefe gut und zum Teil sehr typisch ausgebildet.

2.4.2. EKTODYNAMOMORPHE VERWITTERUNG

Auf dieses, bereits durch endodynamomorphe Verwitterungsvorgänge zerklüftete und mit Trennflächen und Fugen durchsetzte Gebirge, wirkt nun von oben her die ektodynamomorphe Verwitterung, unter anderem durch Wassergehalts- und Temperaturschwankungen sowie durch andere exogene Einflüsse, ein. Die Zerkleinerung und Zerstörung des Materialgefüges schreitet so weit fort, bis durch Zerstörung der diagenetischen Partikelkontakte und -bindungen die Wasseraufnahmefähigkeit des Materials zunimmt und zur Plastifizierung der Pelite führt. Dieser Plasti-

fizierungsvorgang setzt zuerst an der Matrix im Bereich der Klüfte ein und greift mit fortschreitender Verwitterung auf die Lithorelikte über, so daß im Endzustand bzw. in der obersten Verwitterungszone ein homogenes und wegen der Zerstörung des Zementationsmaterials und der diagenetischen Kontaktpunkte ein unkonsolidiertes Material vorliegt; vgl. auch hierzu die Ausführungen von GRÜNDER (1978).

2.5. MINERALOGISCHER AUFBAU DES OPALINUSTONS

Im Raum Nordbayern haben SALGER (1959) und KRUMM (1965) sowie SALGER & SCHMIDT-KALER (1973) qualitative und quantitative Mineralbestandsanalysen im Opalinuston durchgeführt, wobei sie auch viele Proben aus der näheren Umgebung meines Arbeitsgebietes untersucht haben. Nach den obengenannten Autoren wird der Opalinuston im allgemeinen folgendermaßen charakterisiert: Der Illit- (und Muskowit-) Anteil überwiegt den Kaolinit-Anteil. Von den Karbonaten ist Dolomit gegenüber Calcit untergeordnet. Quarz ist stets vorhanden. Außerdem kommen Gips, Feldspatreste, Zirkon, Pyrit, Hämatit und Goethit vor. Nach SALGER & SCHMIDT-KALER (1973) tritt auch Siderit auf. Nach KRUMM (1965) sind die Hauptmineralkomponenten:

Kaolinit	8 - 15 %
Illit + Muskowit	60 - 70 %
Quarz	5 - 10 %
Karbonate	5 - 12 %

Für die vorliegende Arbeit wurden mit 20 Opalinustonproben aus verschiedenen Verwitterungszonen (Z I - Z V),

die durch Feldunterscheidungsmerkmale erkannt wurden, mineralogische bzw. geochemische Untersuchungen durchgeführt, um die Änderung der Mineralzusammensetzung und eventuell auftretende Umwandlungen bzw. Umlagerungen in den autochthonen Verwitterungsprofilen zu ermitteln und um gegebenenfalls dies auch als einen Parameter für die Klassifizierung des Verwitterungsprofils im Opalinuston heranzuziehen. (Die Verfahrensbeschreibung und die genauen Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Kapitel 4 aufgeführt). Die für die Verwitterungszonen Z I - Z V ermittelten chemischen bzw. mineralogischen Zusammensetzungen können aus den Tabellen II und III entnommen werden. Diese Daten stimmen zwar generell mit den Ergebnissen von SALGER (1959), KRUMM (1965), SALGER & SCHMIDT-KALER (1973) in vielen Bereichen überein. Es treten aber auch Unterschiede, besonders im Hinblick auf den prozentualen Anteil der Tonmineralkomponenten - vor allem des Kaolinitgehaltes - auf. KRUMM (1965) gibt z.B. für den Opalinuston einen Kaolinitgehalt von 8 - 15 % an. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Proben weisen dagegen einen Kaolinitgehalt von ca. 30 % (Grenzwerte vgl. Tab. III) auf. Andererseits gibt KRUMM im Gegensatz zu meinen Analysen für den Opalinuston einen höheren Illit- und Muskowitgehalt an. Die Unterschiede sind eventuell durch verschiedene Untersuchungsmethoden oder durch die großräumigen Untersuchungen der genannten Autoren und deren Angaben von Durchschnittswerten begründet.

3. GELÄNDE- UND FELDBEOBACHTUNGEN

3.1. BEOBACHTUNGEN IN SCHÜRFGRUBEN

Normalerweise ändert sich das Verwitterungsprofil sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung.

Die Aufnahmen der 8 Schürfgruben im Arbeitsgebiet haben ergeben, daß das Verwitterungsprofil längs des sich ca. 150 m erstreckenden Hanges überall fast die gleiche Ausbildung zeigt. Daher kann an Hand von zwei Profilen ein allgemeiner Überblick gegeben werden (Abb. 1 und 2).

Vom Liegenden zum Hangenden wurden zuerst folgende Erscheinungen im Profil durch verschiedene makroskopische Merkmale (u.a. Gefüge, Farbe, Trennflächen, Festigkeit, Aussehen der Bruchflächen und Zustandsformänderungen usw.) festgestellt: Nach Abb. 1 ist unterhalb 4.70 m Tiefe der wenig verwitterte Pelit als dunkelgrauer Tonstein ausgebildet und weist eine große Druckfestigkeit auf. Die Schichtfugen sind fast alle noch geschlossen, aber das Gestein ist im Abstand von einigen Dezimetern von deutlichen Klüften durchzogen. Es sind dies Klüfte, die zum einen durch tektonische Vorgänge angelegt wurden und die dann durch Entspannungsbewegungen des Gebirges aufgrund der Abtragung der überlagernden Schichten geöffnet wurden. Außerdem treten Hangklüfte auf, die hangparallel angeordnet und schüsselförmig gebogen sind. Bei einer mechanischen Beanspruchung des Materials bilden sich unregelmäßige Bruchflächen (muscheliger Bruch). Bei ca. 4.90 m Tiefe ist eine ca. 5 cm dicke Kalksandsteinbank eingeschaltet. Es handelt sich um

Tab. II: Ergebnisse der chemischen Analyse für die Proben aus Z I - Z V

Verwitterungs- zonen	FeO Gew. %	CaO Gew. %	MgO Gew. %	K ₂ O Gew. %	Al ₂ O ₃ Gew. %	KAK mval 100g Probe	FeII/FeII (1)	Quarz Gew. %	Gips Gew. %	Tiefe m
Z V (a)	7.6	0.8	0.6	3.3	26.3	16.9	2.68	17.9±1	0.0	0.2-0.3
Z V (b)	8.0	0.8	1.3	3.6	28.8	21.5	1.94	12.0±1	0.0	0.4-0.6
Z V (c)	8.7	4.0	1.7	3.6	26.7	12.0	1.90	7.9 ±1	2.5±0.5	0.6-0.8
Z V (d)	7.9	1.0	1.8	3.5	25.6	18.4	1.58	16.2±1	0.0	0.8-1.0
Z IV (a)	8.2	5.1	0.8	3.4	24.2	12.3	1.96	11.8±1	0.0	0.9-1.1
Z IV (b)	9.2	0.6	2.0	3.3	25.5	19.4	1.29	13.3±1	0.0	1.1-1.3
Z IV (c)	8.1	1.0	1.3	4.5	26.2	15.3	1.80	11.0±1	0.0	1.4-1.6
Z IV (d)	7.9	2.5	1.8	3.3	25.6	12.8	2.10	15.2±1	0.0	1.6-1.8
Z III (a)	5.4	16.8	1.2	1.4	10.6	3.6	2.31	8.2±1	49.0	1.7-1.9
Z III (b)	7.9	5.2	2.2	3.5	24.6	18.4	1.12	11.3±1	0.0	1.9-2.1
Z III (c)	6.9	4.2	1.0	3.3	26.0	9.7	0.79	12.7±1	2.0±0.5	2.1-2.3
Z III (d)	7.8	6.0	1.8	3.6	24.2	9.2	1.26	11.0±1	1.4±0.5	2.4-2.6

Tab. II: (Fortsetzung)

Verwitterungs- zonen	FeO Gew. %	CaO Gew. %	MgO Gew. %	K ₂ O Gew. %	Al ₂ O ₃ Gew. %	x_{KAK} $\frac{mval}{100g}$ Probe	FeII/FeII (1)	Quarz Gew. %	Gips Gew. %	Tiefe m
Z II (a)	7.9	4.5	0.5	2.9	23.5	17.9	1.27	13.0±1	0.0	2.5-2.7
Z II (b)	9.7	5.1	2.5	3.1	23.4	14.8	0.30	9.4±1	0.0	3.0-3.2
Z II (c)	9.9	4.3	1.4	3.4	25.2	10.2	0.21	9.7±1	0.0	3.2-3.4
Z II (d)	11.4	4.4	2.0	3.4	23.8	11.3	0.26	10.8±1	1.0±0.5	3.6-3.9
Z I (a)	9.1	1.5	2.5	3.6	24.9	9.2	0.57	10.4±1	0.0	3.8-4.0
Z I (c)	7.1	4.7	1.7	2.8	20.1	7.7	0.25	22.3±1	0.0	4.3-4.5
Z I (d)	8.2	6.9	2.0	3.0	22.2	9.0	0.34	14.8±1	0.0	4.5-4.7

Anmerkung: Die Gliederung in die Verwitterungszonen I - V beruht auf Feldunterscheidungsmerkmalen sowie geochemischen und geomechanischen Untersuchungen.

x_{KAK} = Kationenaustauschkapazität.

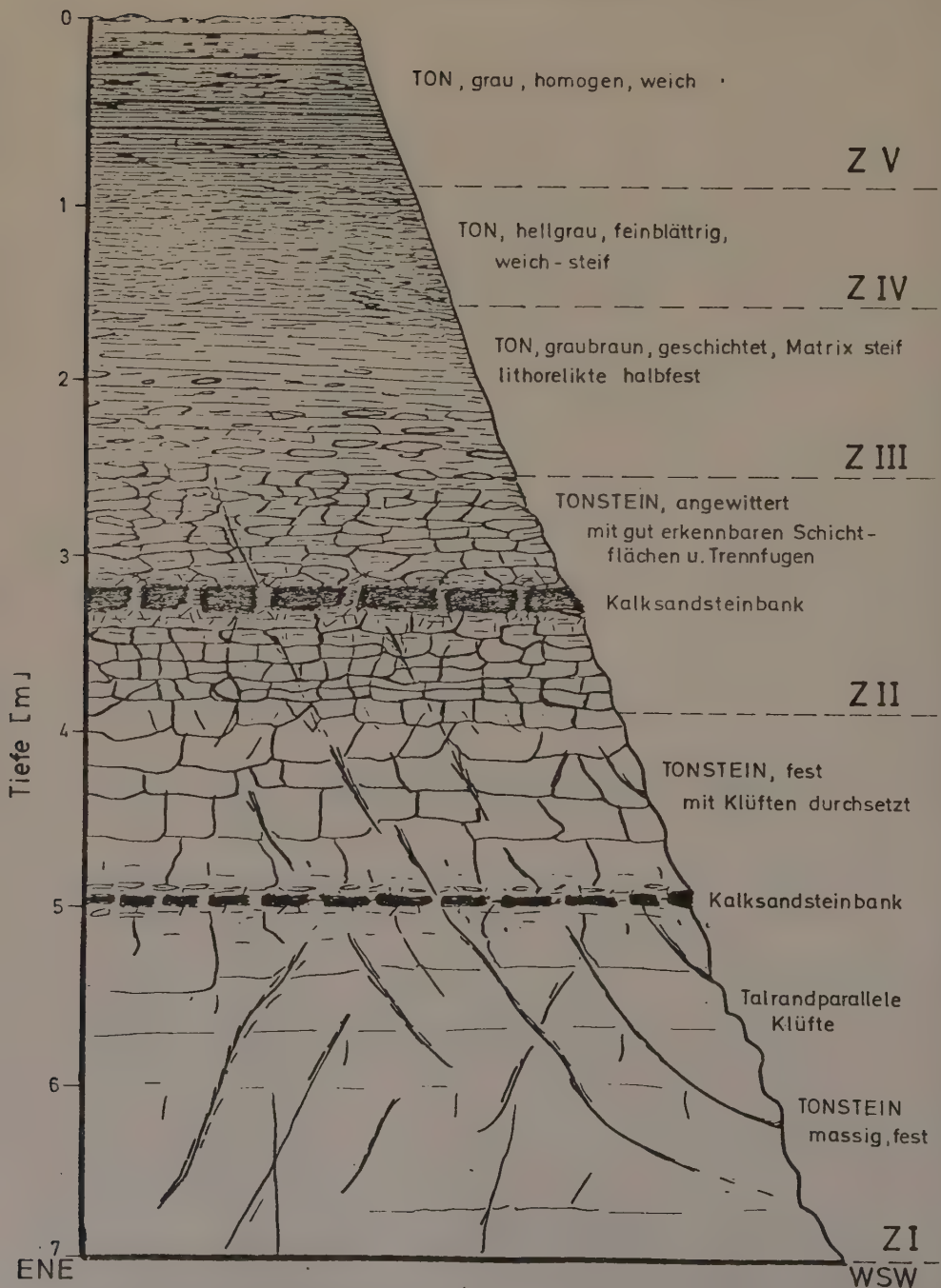
Tab. III: Ergebnisse der mineralogischen Analysen für die Proben aus Z I - Z V

Verwitterungs- zonen	Calcit Gew. %	Dolomit Gew. %	Illit Gew. %	Kaolinit Gew. %	Corrensit + Chlorit Gew. %	Pyrit Gew. %	FeoOH Gew. %	Tiefe m
Z V (a)	0.0	0.0	33.2±5	37.6±5	2.4±1	0.0	5.3±0.3	0.2-0.3
Z V (b)	0.0	0.0	36.8±5	40.0±5	4.8±1	0.0	5.4±0.3	0.4-0.6
Z V (c)	1.7±1	0.0	37.2±5	34.5±5	7.4±1	1.0±0.3	4.6±0.3	0.6-0.8
Z V (d)	0.0	0.0	35.3±5	33.6±5	5.9±1	0.0	5.7±0.3	0.8-1.0
Z IV (a)	8.2±1	0.0	34.3±5	31.5±5	4.2±1	0.4±0.1	4.8±0.3	0.9-1.1
Z IV (b)	0.0	0.0	34.0±5	32.8±5	9.5±1	0.6±0.3	4.8±0.3	1.1-1.3
Z IV (c)	0.0	0.0	46.1±5	29.4±5	3.4±1	0.2±0.3	5.2±0.3	1.4-1.6
Z IV (d)	0.8±1	0.0	33.6±5	34.4±5	6.5±1	0.2±0.3	5.3±0.3	1.6-1.8
Z III (a)	0.0	0.0	14.7±3	13.1±3	4.5±1	2.5±0.3	2.9±0.3	1.7-1.9
Z III (b)	5.5±1	0.0	36.2±5	30.3±5	7.7±1	1.7±0.3	4.0±0.3	1.9-2.1
Z III (c)	6.8±1	0.0	33.7±5	36.2±5	3.4±1	1.5±0.3	3.5±0.3	2.1-2.3
Z III (d)	5.9±1	0.0	36.2±5	30.0±5	5.9±1	1.2±0.3	4.7±0.3	2.4-2.6

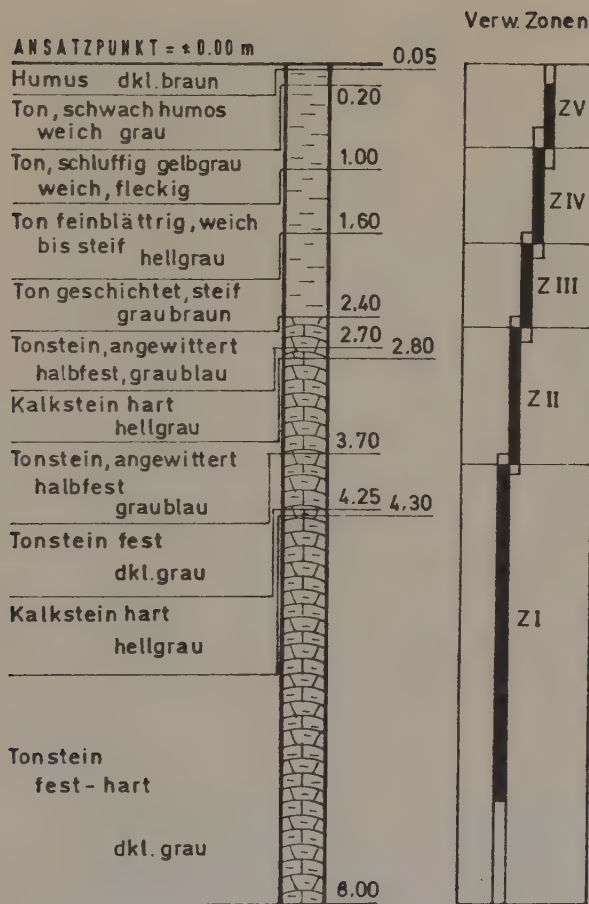
Tab. III: (Fortsetzung)

Verwitterungs- zonen	Calcit Gew. %	Dolomit Gew. %	Illit Gew. %	Kaolinit Gew. %	Corrensit + Chlorit Gew. %	Pyrit Gew. %	FeoH Gew. %	Tiefe m
Z II (a)	15.5±1	0.0	29.6±5	32.8±5	4.3±1	5.7±0.3	0.4±0.1	2.5-2.7
Z II (b)	6.8±1	3.4±1	32.1±5	29.3±5	9.8±1	6.3±0.3	0.7±0.3	3.0-3.2
Z II (c)	3.9±1	0.0	34.3±5	32.0±5	9.4±1	5.6±0.3	0.8±0.3	3.2-3.4
Z II (d)	4.1±1	0.0	34.4±5	27.8±5	13.2±1	6.5±0.3	0.7±0.8	3.6-3.9
Z I (a)	3.0±1	3.4±1	36.6±5	29.8±5	10.1±2	3.3±0.3	3.2±0.3	3.8-4.0
Z I (c)	9.2±1	0.0	28.6±5	25.1±5	6.9±1	5.4±0.3	0.6±0.3	4.3-4.5
Z I (d)	5.4±1	0.0	30.2±5	28.5±5	7.8±1	6.7±0.3	0.7±0.3	4.5-4.7

Schürfgrubenaufnahme (Sch. Nr. 2)



Verwitterungsprofil Abb.1



Schürfgrubenprofil Nr. 4

Abb. 2

eine hellgraue, aber gelblichbraun verwitternde, sehr feinkörnige und harte Kalksandsteinbank, die von Klüften in etwa Dezimeterabständen durchzogen ist. Das über dieser Bank folgende Pelitmaterial ist wieder ein dunkelgrauer, fester Tonstein, der aber nach oben hin zunehmend zerklüftet ist. Die Trennflächen liegen dabei durch die parallel zur Oberfläche sich auswirkende Entlastung schichtparallel. Sie sind meist eben oder leicht gewellt. Die plattenförmigen Körper, die durch diese schichtparallele Lage der Trennflächen entstehen, werden zusätzlich durch unregelmäßig verlaufende, kleinere Trennflächen, die meistens parallel zu den größeren Kluftsystemen liegen, weiter zerkleinert. Die letztgenannten Trennflächen sind meistens entgegengesetzt zur Entlastungsseite gewölbt, wechseln die Einfallsrichtungen und treten bei zunehmender Entlastung des Gebirges vermehrt auf. Bei näherer Betrachtung dieser Pelitkörper wird bereits im Gelände ersichtlich, daß vom Liegenden zum Hangenden hin sich mit fortschreitender Zerkleinerung auch die physikalischen und chemischen Eigenschaften der Pelite ändern. Auf den Begrenzungsflächen der Pelitkörper erkennt man einen sehr dünnen, bräunlichen Überzug, der im wesentlichen durch Oxidationsprozesse hervorgerufen wird; dabei wird mit fortschreitender Verwitterungseinwirkung eine allmähliche Aufweichung sowie durch damit zusammenhängende Plastifizierungsprozesse eine Matrixbildung erreicht. Diese Vorgänge der Matrixentstehung setzen zuerst in der Umgebung der Klüfte ein (Zone I). Mit steigender Verwitterungsintensität kommt es auch zu einer vermehrten Matrixbildung (Zone II). Einige dm über der dickeren Kalksandstein-

bank in ca. 3.30 m Tiefe ist der oben erwähnte Aufweichungs- und Plastifizierungsprozess soweit fortgeschritten, daß schließlich festere Pelitbrocken von cm- bis zu dm-Größe in einer Matrix-Masse schwimmen (Zone III). Die Pelitrelikte zeigen von innen nach außen folgende Zonierung: Einen festen und massig aussehenden dunkelgrauen Kern gleich dem Ausgangsstein, weiter nach außen eine feinschieferige, graubraune Zone und am Rande schließlich einen homogen erscheinenden plastischen Ton. Im höheren Teil des Verwitterungsprofils gehen auch die letzten Lithorelikte in Matrix über (Zone IV). In diesem Zustand der Verwitterung besitzt das Material ein schieferiges und feinblättriges Aussehen. Am Ende des Verwitterungsprozesses liegt schließlich im höheren Teil des Aufschlußprofils ein homogenes, unkonsolidiertes plastisches und knetbares Tonmaterial vor (Zone V). Den Abschluß des Profils bildet der geringmächtig ausgebildete, dunkelbraune, mit Wurzeln durchsetzte Humusboden.

3.2. UNTERTEILUNG DES VERWITTERUNGSPROFILS DURCH OPTISCHE MERKMALE (Feldunterscheidungsmerkmale)

3.2.1. EINLEITUNG

Das Verwitterungsprofil kann u.a. durch Gefüge- und Texturänderungen sowie durch Festigkeits- und Farbänderungen vom Liegenden zum Hangenden, d.h. von wenig verwitterten felsartigen Peliten bis zum homogenen, knetbaren Material mit ausschließlicher Matrixbildung im Schürfgraben in verschiedene Zonen unterteilt werden. Wenn man die bisher durchgeführten Arbeiten für die Gliederung von Verwitterungszonen

betrachtet, wurde die Gliederung hauptsächlich durch Korngrößenanalysen und durch Unterscheidungsmerkmale im Gelände vollzogen (u.a. EINSELE & WALLRAUCH (1964), SKEMPTON (1964), DAVIS (1966), CHANDLER (1969, 1972).

Eine wichtige Voraussetzung für die Gliederung des Verwitterungsprofils ist sein diskontinuierlicher Aufbau, d.h. den mächtigen, eigentlichen Zonenbereichen mit geringer Änderung der bodenmechanischen Parameter stehen geringmächtige Bereiche (Diskontinuitätsflächen) mit starken Änderungen dieser Parameter gegenüber.

Obwohl durch Feldunterscheidungsmerkmale auch im Arbeitsgebiet eine Gliederung des Verwitterungsprofiles in 5 Verwitterungszonen möglich war, konnte man wegen der im Gelände kontinuierlich erscheinenden Übergangsbereiche noch keine exakte Lage der Diskontinuitätsflächen zwischen zwei Verwitterungszonen festlegen. Dadurch konnte auch nicht die genaue Mächtigkeit der eigentlichen Zonen, innerhalb denen das Material fast die gleiche Ausbildung zeigt, exakt erfasst werden. Dies wurde erst möglich, nachdem man die Ergebnisse der Feldunterscheidungsmerkmale und die daraus resultierende Gliederung einerseits und die mineralogisch-geochemischen sowie geomechanischen Labor- und Felduntersuchungen andererseits als Parameter für die Unterteilung des Verwitterungsprofiles in Verwitterungszonen heranzog.

3.2.2. SCHLUßFOLGERUNG

Die zusammengefaßten Feldunterscheidungsmerkmale ergeben für die einzelnen Verwitterungszonen folgendes Bild (siehe auch Abb. 1, S.22):

VERWITTERUNGSZONE I (Z I):

Das Pelitmaterial ist hier am geringsten verwittert (fester bis harter, dunkelgrauer Tonstein). Die Schichtung ist im unteren Teil der Z I nicht gut erkennbar, im oberen Bereich ist sie etwas deutlicher ausgeprägt. Der Tonstein ist meist mit steilstehenden Klüften durchsetzt, wodurch das Pelitmaterial in kantige Blöcke zerschnitten wird. Die Kluftabstände betragen immer mehrere Dezimeter (0,2 - 0,7 m). Die Klüfte sind fast immer geschlossen. Nur einige von ihnen zeigen als Folge chemischer Verwitterung eine braune Verfärbung. Bei mechanischer Beanspruchung des Tonsteins ist der Bruch muschelig.

VERWITTERUNGSZONE II (Z II):

Das Material in dieser Zone ist stärker verwittert als das in Z I und besteht aus angewittertem grau-blauem Tonstein mit erkennbaren Schichtflächen. Die geöffneten Schichtflächen geben dem Gestein ein bankiges bzw. plattiges Aussehen. Diese Bänke zerfallen wiederum durch steil- und schräggestehende Klüfte in 0,1 - 0,3 m große Pelitkörper. Die Trennflächen sind mit dünnem, meistens weicherem Ton- und Schluffsteinmaterial überzogen. Bei mechanischer Beanspruchung entstehen in Richtung der Schichtung, eben und senkrecht dazu, aufgrund der Feinschichtung wellige Bruchflächen.

VERWITTERUNGSZONE III (Z III):

Das Gestein ist stärker verwittert als das in Z I und Z II. Es handelt sich um ein graubraunes, geschichtetes bzw. schieferiges Pelitmaterial. Das bereits schichtige Ausgangsgestein bewirkt in erster Linie, daß auch das der Verwitterung unterworfenen Pelitmaterial schichtiges und schieferiges Aussehen zeigt. Da die Matrixbildung bereits zu weit fortgeschritten ist, spielt die Klüftung in dieser Zone - im Gegensatz zu Zone II - für die Ausbildung der Schichtung und Schieferung keine große Rolle. Im tieferen Niveau dieser Zone sind die Lithorelikte (Größe: einige cm bis dm) in der Matrix sehr zahlreich. Nach oben hin nehmen sie aber zahlenmäßig ab und werden auch kleiner und abgerundeter. Bei mechanischer Beanspruchung zerfällt das schieferige Pelitmaterial sehr leicht.

VERWITTERUNGSZONE IV (Z IV):

In dieser Zone ist eine Beschleunigung der Zersetzung festzustellen, so daß fast keine Lithorelikte mehr zu finden sind. Das Pelitgestein ist in dieser Zone zu feinblättrigem, steifen bis weichen hellgrauen Ton verwittert. Durch blättrige Verwitterungsreste wird die Schichtfläche rau und matt.

VERWITTERUNGSZONE V (Z V):

Das Material ist hier am stärksten verwittert. Dadurch entsteht ein fast homogener und plastischer Ton. Er zeigt beim Anschnitt glatte und glänzende Schnittflächen.

4. MINERALOGISCH-GEOCHEMISCHE UNTERSUCHUNGEN

4.1. EINLEITUNG

Für die genaue Einteilung des Verwitterungsprofiles war es nötig, eine exakte Beschreibung der bei der Verwitterung ablaufenden physikalisch-chemischen Prozesse mit möglichst vielen Methoden zu belegen. Deshalb wurde im Rahmen dieser Arbeit außer bodenmechanischen Untersuchungen (Kap. 5) noch eine quantitative Bestimmung des Mineralbestandes (besonders Tonmineralgehalt), des Gehalts an Eisensulfid (FeS_2), Eisenhydroxid (FeOOH) und des Verhältnisses FeII/FeIII durchgeführt. Weiterhin wurden die Kationenaustauschkapazität (KAK) und der chemische Elementbestand bestimmt (vgl. Tab. II). Diese Parameter wurden an Proben, die aus den 5 verschiedenen Verwitterungszonen entnommen wurden, untersucht. Die Ergebnisse, die im folgenden beschrieben werden, zeigen, daß zwischen den ermittelten Meßgrößen und dem Verwitterungszustand eine deutliche Abhängigkeit besteht. Außerdem ist es möglich, zwischen diesen Meßgrößen und den bodenmechanischen Parametern Korrelationen aufzustellen.

4.2. VERFAHRENSBESCHREIBUNG

Quarzbestimmung: Röntgenographisch, nach Erhitzen der Probe auf 950°C nach dem Verfahren von TILL und SPEARS.

Calcit- und Dolomitbestimmung: Röntgenographisch durch Vergleich mit Eichkurven, die an Opalinustonproben erstellt wurden (Ergebnisse vgl. Abb. 3).

FeOOH-Bestimmung: Dithionit-auslaugung. Anschließen-
de Bestimmung des ausgelaugten Eisens mit dem flam-
menlosen Atomabsorptionsspektrometer.

Pyritbestimmung: Thermisch mit Hilfe der Differential-
Thermo-Analyse. Vergleich der Zersetzungsenthalpien
der Proben mit künstlich hergestellten Pyrit-Ton-
mischungen.

Gipsbestimmung: Röntgenographisch.

Bestimmung der Tonminerale: Die Bestimmung der Ton-
minerale erfolgt nach einem chemisch-phasenanalyti-
schen Verfahren, das zum Teil auf DAVIS (1967) zu-
rückgeht. Für das Verfahren ist eine chemische Teil-
analyse des zu untersuchenden Bodens notwendig.
Die Komponenten SiO_2 , Al_2O_3 , FeO und Fe_2O_3 , MgO ,
 CaO , K_2O stellen bei den Tonmineralen in aller
Regel über 95 %.

Auf die Bestimmung von SiO_2 wurde verzichtet, da
es als Überschuß in Form von Quarz in allen Proben
enthalten ist. Zudem kompliziert es die Analyse er-
heblich.

Bei der Tonmineralanalyse wird vom molaren Verhält-
nis der Komponenten K_2O , Al_2O_3 und $\text{FeO} + \text{MgO}$ ausge-
gangen. Der Ortspunkt im ternären Phasendiagramm
ergibt das Verhältnis der Tonmineralphasen, der
absolute Gehalt der Komponenten ihre absolute Menge
(Abb. 4).

4.3. MINERALBESTAND UND CHEMISCHE ZUSAMMENSETZUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON DEN VERWITTERUNGZONEN

Der chemische Elementbestand und die Mineralzusammen-
setzung können für jede Verwitterungszone aus Tab.
II und III sowie Abb. 3 und 4 entnommen werden.

Die Proben einer Zone wurden aus verschiedenen Stock-
werken jeder Zone gewonnen. Das CaCO_3 nimmt vom
Liegenden zum Hangenden ständig ab (Abb. 3 a), d.h.,
daß je länger Wasser auf das Gestein einwirkte, desto
mehr Karbonat gelöst und weggeführt wurde.

Bei den auftretenden Tonmineralien handelt es sich um Illit, Corrensit + Chlorit und Kaolinit (Abb. 4). Dabei ist im Verwitterungsprofil keine Zu- oder Abnahme dieser Mineralien durch Neubildung oder Abfuhr zu verzeichnen, sondern die beobachtete Zunahme des Tonmineralgehaltes in Richtung intensiverer Verwitterung (Abb. 3 b) ist bei der chemischen Analyse hauptsächlich auf die Abnahme der Karbonate zurückzuführen. Das Karbonat wurde durch Wasser herausgelöst und entweder weggeführt bzw. bei Gegenwart von Pyrit als Sulfat gebunden (sekundärer Gips auf den Trennflächen). Bei der schlammanalytischen Bestimmung des Tonanteils in verschiedenen Verwitterungszonen nimmt der Tonanteil in Richtung der Zonen mit intensiverer Verwitterung zu. Hier spielt die Zerkleinerung und Abnahme von Partikelkontakten durch Verwitterungseinflüsse eine noch größere Rolle (Abb. 3 b und 6).

Das chemisch instabilste Element des Bodens stellt das Eisen dar, da es sehr leicht oxidiert bzw. reduziert werden kann. So wird z.B. ein im Pyrit gebundenes zweiwertiges Eisen durch sauerstoffhaltiges Wasser oxidiert, was zur Bildung von Eisenoxidhydroxiden führt. Durch diesen Prozess ist im Verwitterungsprofil eine Abnahme des Pyritgehaltes und eine Zunahme des FeOOH -Gehaltes von Z I in Richtung der Zonen mit intensiverer Verwitterung festzustellen (Abb. 3 c). Durch den oben erwähnten Oxidationsvorgang und den damit verbundenen Eisenoxidhydroxiden steigt das Verhältnis FeIII/FeII (Abb. 5 a).

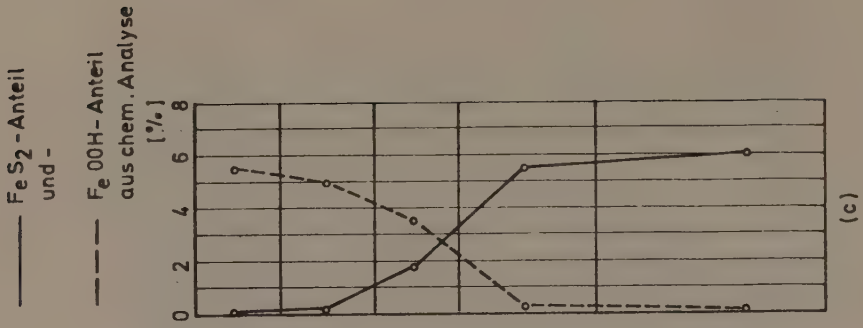
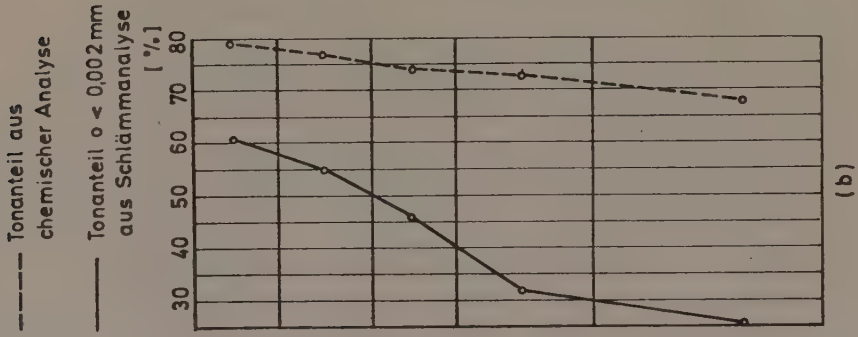
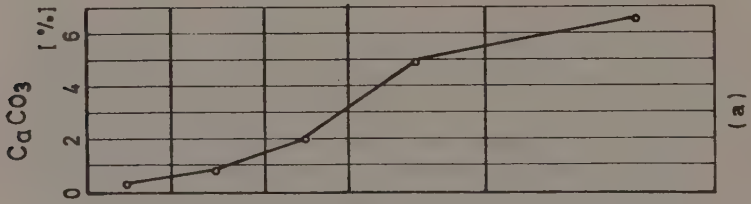
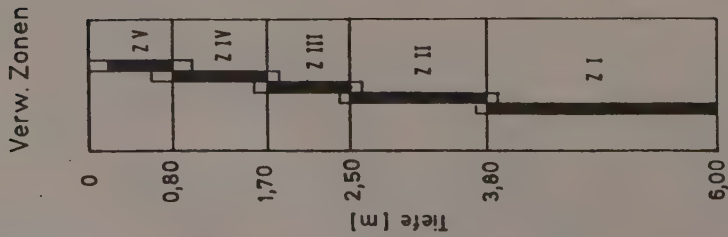


Abb. 3:

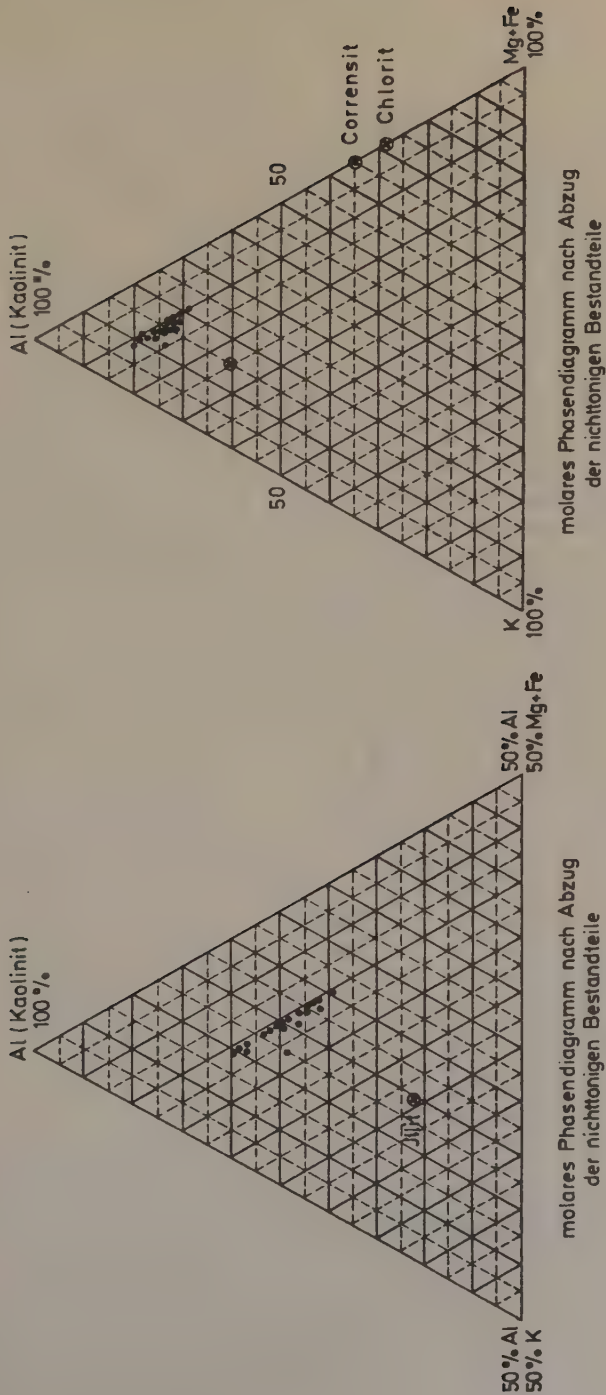


Abb. 4 :

Kationenaustauschkapazität (KAK): Tonminerale können Ionen adsorptiv binden und austauschen. Die Summe der austauschbaren Kationen, die das Bodengefüge und die Bodenreaktionen wesentlich beeinflussen können, wird als Austauschkapazität bezeichnet und in Milli-Äquivalent (mval) pro 100g Substanz angegeben. Die Höhe der Kationenaustauschkapazität eines Bodens hängt hauptsächlich von der Größe der freien Oberfläche der Bodenpartikel und der Gesamtladung ab. Das heißt, daß sie vom Zerkleinerungsgrad des Materials abhängig ist. Dadurch kann man die Kationenaustauschkapazität als einen Parameter für die Verwitterungszonen heranziehen. Wie Abb. 5 (b) zeigt, steigt die KAK mit zunehmender Verwitterung an. Die Ursache für diesen gegenläufigen Trend der KAK-Kurve dürfte in dem beobachteten hohen Gipsanteil (vgl. Tab. II) sowie im erhöhten Eisenoxidhydroxidgehalt in den Schichten der Zone III zu sehen sein.

Der chemische Elementbestand kann zum Vergleich der Tab. II entnommen werden.

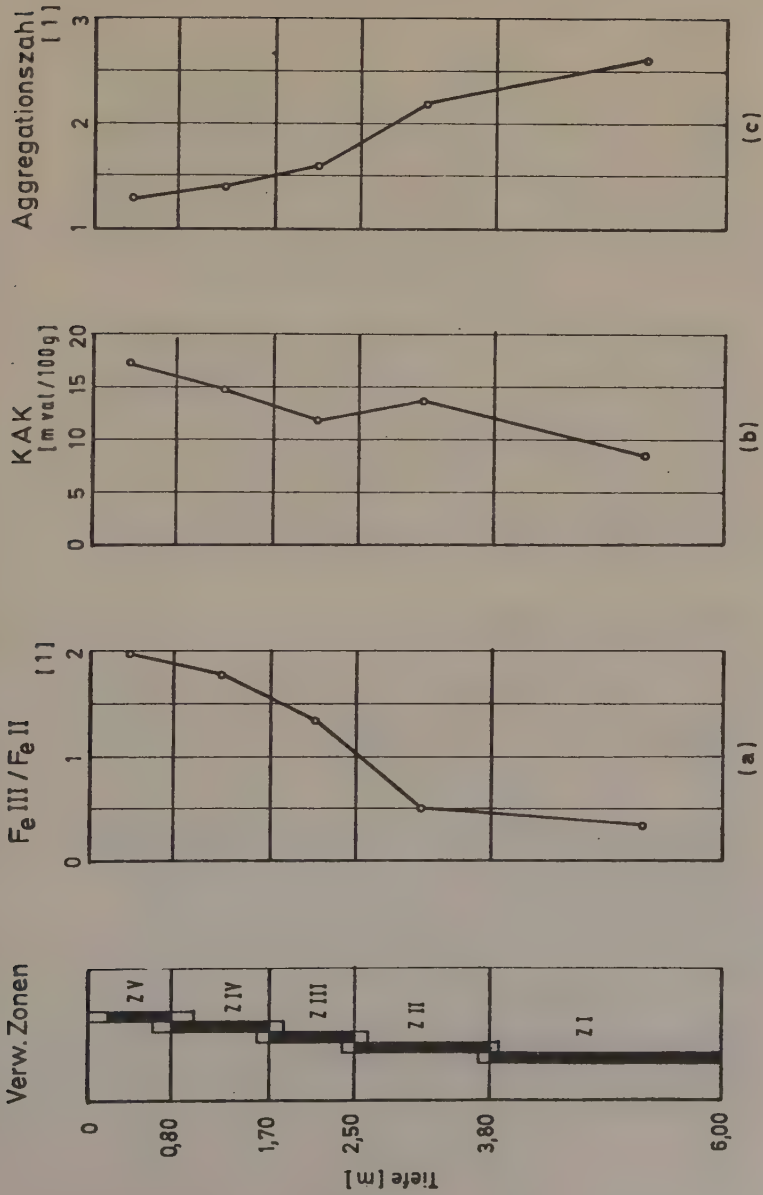


Abb. 5 :

5. GEOMECHANISCHE LABORUNTERSUCHUNGEN

5.1. EINLEITUNG

Die geomechanischen Laborversuche sind eine unerläßliche Ergänzung, da sie die im Gelände gesammelten Daten präzisieren und gleichzeitig zu ihrer Überprüfung dienen. Sämtliche Laboruntersuchungen wurden gemäß den grundlegenden Werken von SCHULTZE & MUHS (1967), und KEZDY (1973) durchgeführt.

Die durch die geomechanischen Laboruntersuchungen erhaltenen Kennwerte sollen einerseits Grundlage sein, um die gesetzten Ziele dieser Arbeit zu verwirklichen, andererseits sollen aber auch die erzielten Ergebnisse in der Baupraxis Verwendung finden. Nicht zuletzt sollen die ermittelten Daten einen Vergleich mit den Kennwerten anderer Böden erlauben.

5.2. PROBENAHEME UND PROBELAGERUNG

Da der Zustand der Probe eine wichtige Voraussetzung für exakte Ergebnisse der geotechnischen Laboruntersuchungen darstellt, wurden die Bodenproben hauptsächlich als ungestörte Proben bzw. als Sonderproben der Güteklasse 1 (nach DIN 4021) entnommen. Das heißt, es wurde versucht Gefüge, Wassergehalt und Kornverteilung der Proben bei der Entnahme sowie bei der Bearbeitung im Labor zu erhalten, damit die Bodenproben soweit wie möglich den natürlichen Verhältnissen im Untergrund entsprechen. Da die Methoden zur Gewinnung der ungestörten Proben vom Zustand des Materials, aus dem die Proben entnommen werden, abhängig sind, wurde je nach Konsistenz der Probekörper, die Probe entweder aus dem Felsverband gelöst oder mit einem Zylinder herausgestochen. In wenig verwitterten Zonen (Z I + Z II) wurde ein orientierter Probekörper von etwa 10 - 20 cm Kantenlänge vorsichtig herauspräpariert und ohne große Kraftanwendung langsam aus dem Gesteinsverband gelöst.

Um die Proben vor Austrocknung und den dabei auftretenden Veränderungen zu bewahren, werden sie sofort in Plastikbeutel gegeben und dann möglichst luftfrei sowie luftdicht verpackt.

Die Entnahme von ungestörten Proben aus stärker verwitterten Bereichen (Verwitterungszonen Z III, Z IV und Z V) erfolgte mit Stahlzylindern (Aussteckzylinder), die orientiert eingerammt wurden. Da die Eindringungsgeschwindigkeit bei dem manuell vorgenommenen Einrammvorgang nicht gleichmäßig ist, kann man durch hydraulisches Eindrücken störungsfreiere Proben erhalten. Dafür aber waren die nötigen Einrichtungen am Anfang nicht vorhanden. Bei der Durchführung meiner Feldversuche wurde es jedoch dann möglich, einen großen Teil von ungestörten Zylinderproben durch hydraulisches Eindrücken von einem Unimog aus zu entnehmen. Nach dem Ausgraben wurden die Proben an der Ober- und an der Unterflache mit einer Spachtel geebnet und mit Plastik-kappen oder Metalldeckeln, die eine Gummidichtung besitzen, verschlossen. Damit das entnommene Material noch sicherer gegen Wasserverluste geschützt wird, wurde der so verschlossene Zylinder nochmals in einem Plastikbeutel möglichst luftfrei dicht verpackt. Es wurden Zylinder mit ca. 25 cm Höhe und 9,6 cm Durchmesser sowie 0.2 cm Wandstärke benutzt. Vor Anwendung wurden die Innenwände der Zylinder eingeölt, damit der Reibungseffekt herabgesetzt wird.

Bei der Durchführung der Messungen mit der Spitzendrucksonde war es möglich, gleichzeitig sehr rasch Zylinderproben zu gewinnen. Da der Durchmesser der mit Hilfe der Sonde entnommenen Probe nur 2,8 cm betrug und bei einem so geringen Durchmesser der Störungseffekt des Materials erhöht wird, wurden diese Proben nur für einaxiale Zylinderdruckversuche verwendet (siehe Kap. 5.14.4).

Alle Proben wurden in einem kühlfeuchten, thermostanten Raum mit ca. 98 % Luftfeuchtigkeit und mit einer Temperatur von ca. 12°C bis zu ihrer weiteren Bearbeitung gelagert, jedoch nicht länger als einige Wochen. Bei einer längeren Aufbewahrung zeigten die Proben nur wenige Prozent Wassergehaltsabnahme; trotzdem wurde in diesen Fällen zur Aussagesicherung immer frisches Material geholt.

5.3. KORNVERTEILUNG

Die Zerkleinerung der Pelitkörper im Verwitterungsprofil vom Ausgangsgestein im Liegenden bis zur belebten Bodenzone im Hangenden nimmt mit der Verwitterungsintensität zu. Daher kann die Größe dieser Pelitkörper zur Charakterisierung eines bestimmten Verwitterungszustandes herangezogen werden. Mit der progressiven Zerkleinerung der Pelitkörper verändern sich auch viele andere Eigenschaften des Gesteins. Es entstehen Diskontinuitätsflächen, weil bestimmte diagenetische Bedingungen in einem gewissen Stadium der Zerkleinerung aufgehoben werden können. Durch Untersuchungen der realen Korngrößen (nähere Erläuterung siehe 5.3.2.), die praktisch die Zerlegungsgrade wiedergeben, können im Verwitterungsprofil die Diskontinuitätsflächen erfaßt werden. Die Kornverteilung wurde mit Hilfe zweier verschiedener Methoden durchgeführt:

1. Kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse.
2. Schonende Naßsiebung.

5.3.1. KOMBINIERTER SIEB- UND SCHLÄMMANALYSE

Diese wurde in Anlehnung an die in DIN 18123 erwähnten Verfahren durchgeführt. Als Dispersionsmittel fand Natriumhexametaphosphat Verwendung. Die Proben wurden 2 Wochen in destilliertem Wasser eingeweicht und dann einmal etwa 4 Stunden lang geknetet. Danach wurde der Korngrößenanteil $< 0,063$ mm abgeschlämmt und mit dem Aräometer-Verfahren die Korngrößenverteilung ermittelt. Der Korngrößenanteil $> 0,063$ wurde abgesiebt und das Gesamtergebnis wurde als Summenkurve aufgetragen (Abb. 6).

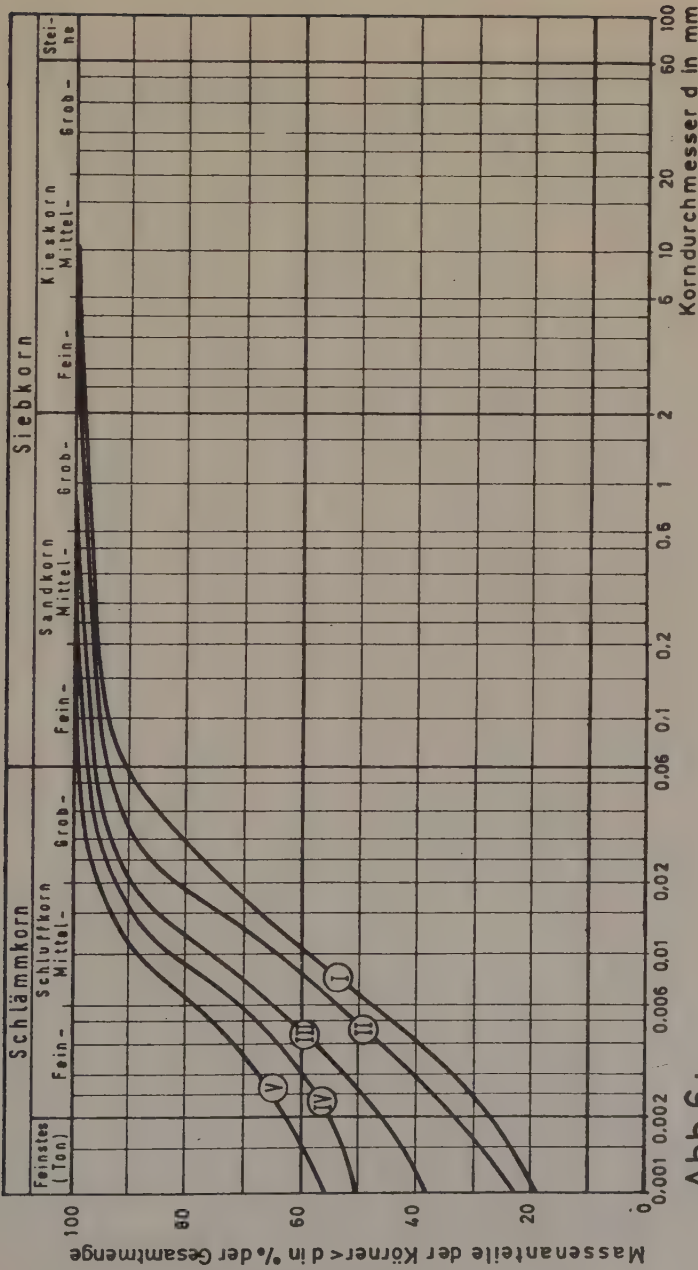


Abb. 6:

Körnungslinien nach normaler Methode (DIN 18123)

für Zonen I - V

Der Kurvenverlauf zeigt eine Abhängigkeit der Kornverteilung vom Grad der Verwitterung. Die oben beschriebene Methode der kombinierten Sieb- und Schlämmanalyse hat den Nachteil, daß sowohl bei längerer Einweichdauer als auch bei stärkerer mechanischer Beanspruchung (z.B. Kneten, Kochen, Zerreiben usw.), die natürlichen Aggregate zerkleinert werden und somit die Kornverteilung zugunsten des Feinanteils verschoben wird. Neben den rein mechanischen Vorgängen, die zu Brüchen in den Partikelkontakten führen, spielen hierbei auch chemische Auslaugungen und Lösungen eine Rolle. Letztere Vorgänge hängen wesentlich von der Beschaffenheit des Bindemittels als auch von der des Porenelektrolyten ab. Durch verschiedenartig aufbereitete Proben der Zone III wird dies deutlich (Abb. 7). Man darf in diesem Zusammenhang nämlich folgende Tatsache nicht übersehen, daß sogar bei sehr intensiver Behandlung der Probe, wie es z.B. die Kurve 5 der Abb. 7 zeigt, der maximale Tonmineralanteil nur bei 58 % liegt, wobei mit der chemischen Analyse ein Tonanteil von ca. 70 - 80 % an der Gesamtsubstanz nachgewiesen wurde. Auch KRUMM (1965) gibt einen maximalen Tonmineralanteil von 85 % an. Die Ursache dafür, daß der Anteil aus der Schlämmanalyse unter dem tatsächlich vorhandenen Tonmineralanteil der Probe liegt, ist darin zu suchen, daß die Tonmineralien Aggregate bilden sowie Tonmineralaggregate, die von vornherein vorhanden sind, durch Schlämme nicht gelöst wurden, als auch Tonmineralien, die an größeren Körnern adsorptiv gebunden sind. Aus diesem Grund sind sie in der Summenkurve nicht in der zugehörigen Tonfraktion vertreten ($< 2 \mu$), sondern beim Anteil der größeren Fraktionen. Diese Bindungen können durch normale Aufbereitungsmethoden nicht zerstört werden. Sie widerstehen sogar intensiver Verwitterung.

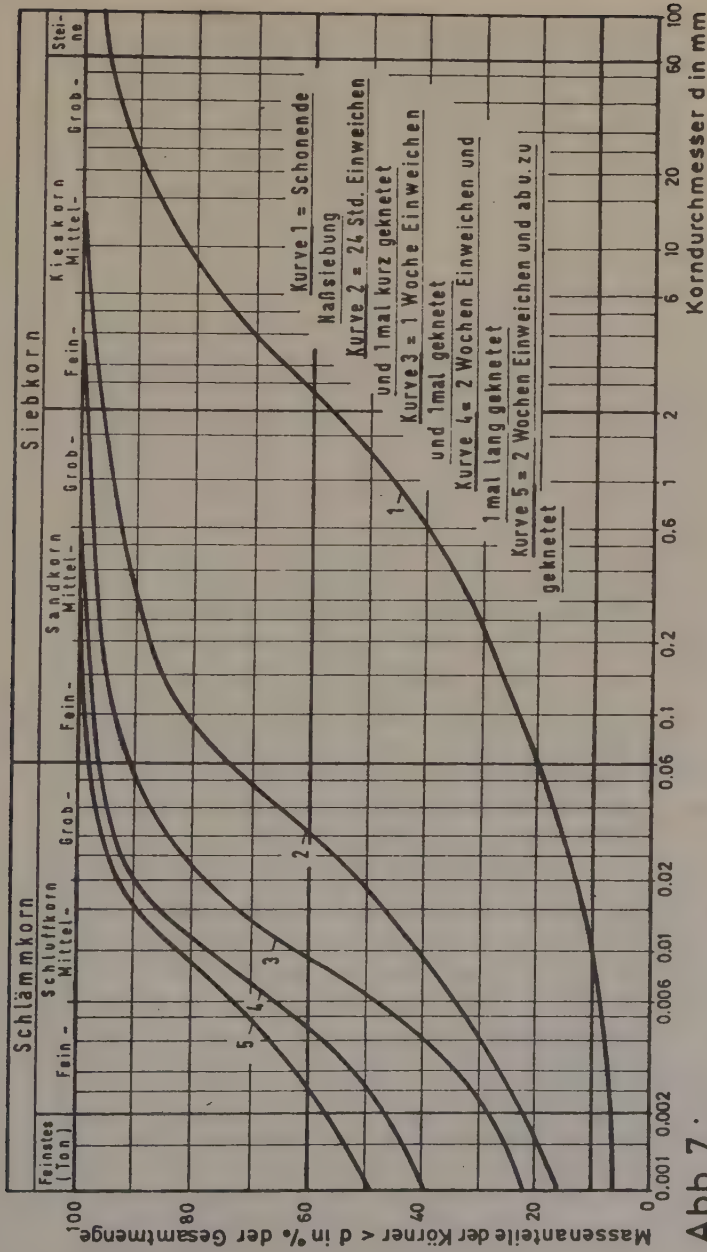


Abb. 7:

Zone III., Körnungslinien in Abhängigkeit

vom Aufbereitungsverfahren

5.3.2. KORNVERTEILUNG DURCH SCHONENDE NAßSIEBUNG

Diese Methode zur Bestimmung des realen Korngrößenaufbaues der verschiedenen Verwitterungsgrade ist in Anlehnung an die von WALLRAUCH (1969) vorgeschlagene Methode der schonenden Naßsiebung durchgeführt worden. Bei dieser Aufbereitungsart werden die Proben mit viel Wasser ohne Umrühren oder andere mechanische Beanspruchung mit verschiedenen Sieben bis zur Maschenweite 0.063 μ gesiebt. Der Anteil, welcher nur die Feinfraktion enthält, wird gewogen und in der üblichen Weise nach dem Aräometerverfahren von CASAGRANDE analysiert. Für die gröberen Pelitkörper in Z I und Z II werden die mittleren Durchmesser durch einfaches Messen ermittelt.

Die durch die obengenannte Methode erhaltenen Kornsummenkurven (Abb. 8 und 9) zeigen sehr deutlich, im Vergleich zu den aus der kombinierten Sieb- und Schlämmanalyse aufgetragenen Kurven (vgl. Abb. 6 und 7), eine Verschiebung des Kurvenverlaufes zum grobkörnigen Bereich hin. Bei dieser Methode wird also die reale Größe der Verwitterungsreste als Korndurchmesser erfasst und nicht die Größe von konsistenten Mineralaggregaten oder von Mineralkörnern. Da die aus der herkömmlichen Sieb- und Schlämmanalyse gewonnenen Werte nicht den tatsächlichen Korngrößen bzw. der Größe der Pelitkörper in situ entsprechen, sondern bei der Aufbereitung z.T. eine starke Zerkleinerung und Zerstückelung erfahren, so sind die dabei erzielten Ergebnisse im Hinblick auf die Klassifizierung des Verwitterungsprofiles nur bedingt anwendbar. Im Unterschied dazu ist aber die schonende Naßsiebungsmethode und die daraus ermittelte reale

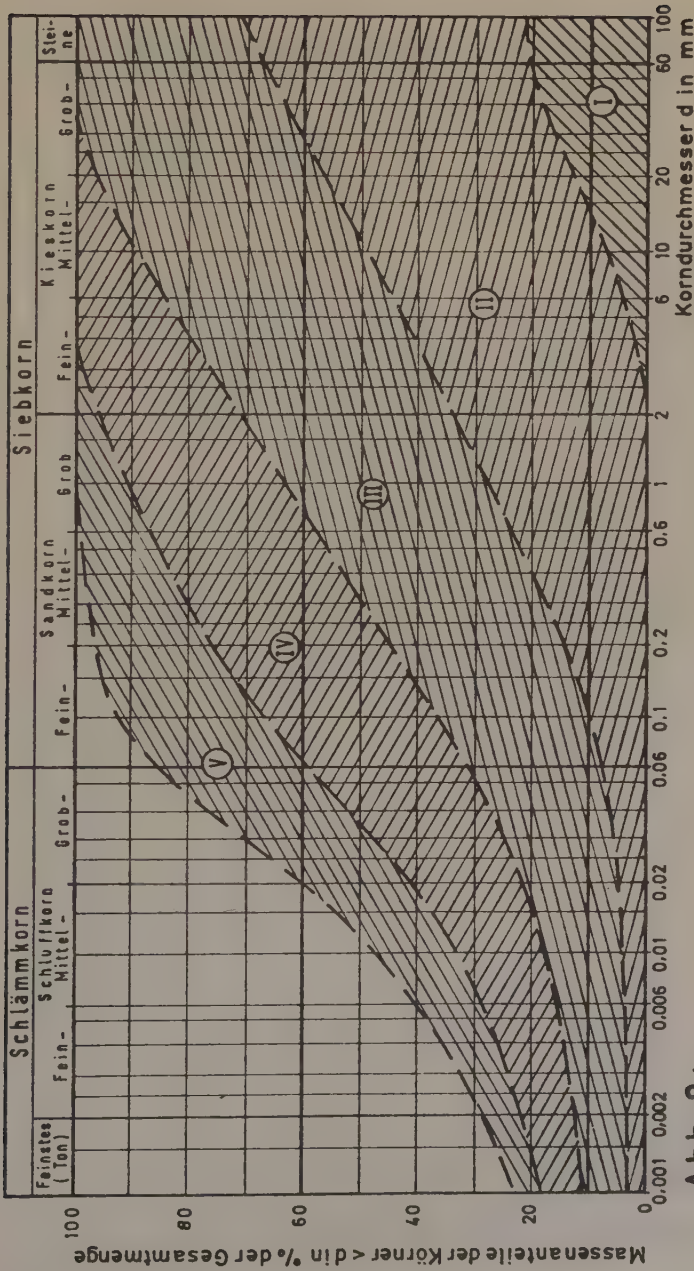
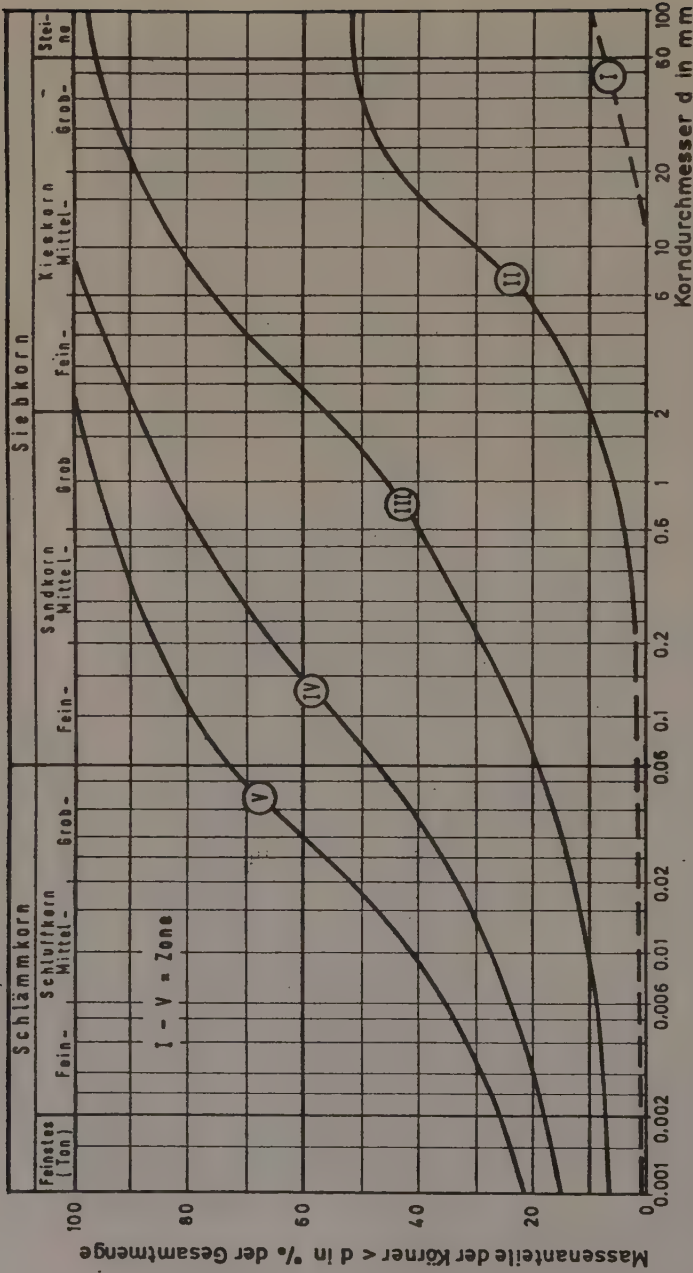


Abb. 8:

Schonende Naßsiebung;
Körnungsänder der Zonen I - V



Schonende Naßsiegung; Körnungslinie für den mittleren Bereich jeder Zone

Abb. 9 :

Korngrößenverteilung ein besserer Parameter für die Identifikation des Verwitterungsprofiles und seiner Gliederung.

5.4. AGGREGATIONSZAHL

LAMBE & MARTIN (1956) und DAVIS (1967) definierten den Parameter "Aggregationszahl" als Quotienten aus dem mineralogisch bestimmten Tonmineralgehalt und aus dem schlämmanalytisch gewonnenen Tonmineralanteil. Die auf diese Weise ermittelten Aggregationszahlen, gegen die Tiefe bzw. gegen die Verwitterungszonen aufgetragen, sind in Abb. 5(c) dargestellt. Hier nimmt die Aggregationszahl wie erwartet von Z I zu Z V ständig ab. Besonders auffallend ist die Abnahme von Z II zu Z III. Die Ursache dafür ist eine stärkere Änderung vieler Parameter, die zu einer größeren Auflockerung des Gefüges in der Zone III führen (s.a. Kap. 8). Die ermittelte mittlere Aggregationszahl kann aus der Tab. IV für jede Verwitterungszone entnommen werden.

5.5. WASSERGEHALT

Die Bestimmung des Wassergehaltes erfolgte nach DIN 18121:

$$W_n = \frac{mw}{md} \cdot 100 \quad \text{in \%}$$

hierin bedeuten:

W_n = natürlicher Wassergehalt in %

mw = Masse des Porenwassers (Massenverlust
beim Trocknen) in t/m^3

md = Trockenmasse in t/m^3

Wie aus der Abb. 10(a) zu ersehen ist, nimmt der natürliche Wassergehalt mit fortschreitender Verwitterung zu. Dies rührt daher, daß das Gesteins-

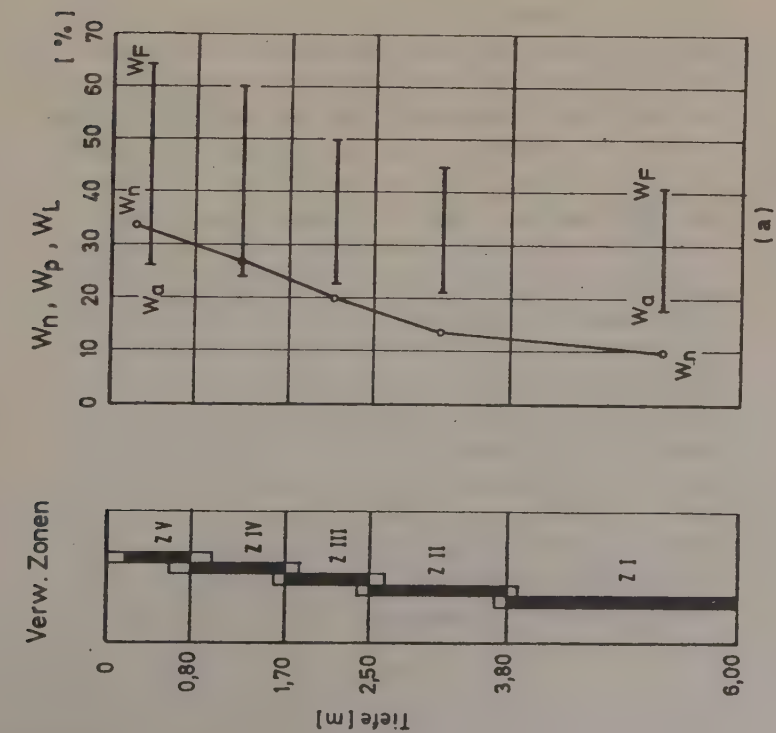
Tab. IV: Ergebnisse geomechanischer sowie geochemischer Untersuchungen einzelner Verwitterungszonen

Tiefe in m		0.20-0.80 (0-1.0)		0.80-1.70 (0.60-1.85)		1.70-2.50 (1.60-2.65)		2.50-3.80 (2.40-3.90)		3.80 3.70	
Verwitterungszone											
		t/m ³	Z V	Z IV	Z III	Z II	Z I				
Feuchtdichte	ρ	t/m ³	1.88	1.98	2.05	2.26	2.38				
Trockendichte	ρ_d	t/m ³	1.50	1.65	1.70	2.00	2.15				
Korndichte	ρ_s	t/m ³	2.69	2.69	2.69	2.70	2.70				
Porenzahl	e	1	0.82	0.66	0.59	0.35	0.26				
Porenanteil	n	1	0.45	0.40	0.38	0.26	0.20				
nat. Wassergehalt	Wn	%	30-37 (33.5)	24-29 (26.5)	17-23 (20)	12-16 (14)	9-11 (10)				
Fließgrenze	wl (wf)	%	65	60	50	45	41				
Ausrollgrenze	wp (wa)	%	26	24	23	21	18				
Bildsamkeit (Plastizitätszahl)	Ip (wfa)	%	41	36	27	23	21				
Konsistenzzahl	Ic (kw)	1	0.75 (0.6-0.8)	0.90 (0.7-0.9)	1.0 (0.8-1.0)	1.3	1.4				
Aggregationszahl	Min.Tong. Schl.Tong.	1	1.3	1.4	1.6	2.2	2.6				
Schrumpfgrenze	Ws	%	26.0	21.0	15.0	10.0	8.0				
Sättigungszahl	Sr (Sw)	1	98.4	97.8	91.2	92.5	93.4				
Tonanteil aus Schlämmanalys.	0.002	%	61	55	46	32	26				
Tonanteil aus Mineralanalys.	0.002	%	79	77	74	73	68				

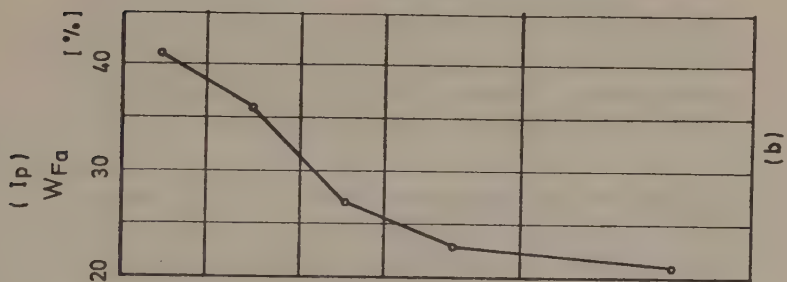
Tiefe in m		0.20-0.80 (0-1.0)	0.80-1.70 (0.60-1.85)	1.70-2.50 (1.60-2.65)	2.50-3.80 (2.40-3.90)	> 3.80 > 3.70
Verwitterungszone						
Reale Aktivitäts- zahl (Ar)	Ip Tonanteil Mineral.	Z V		Z IV		Z I
		1	0.52	0.47	0.37	
Normale Aktivitäts- zahl (An)	Ip. Tonanteil Schlämmanal.	1	0.67	0.66	0.59	0.76
		%	0.3	0.8	2.0	6.5
Kalkgehalt	CaCO ₃					
nat. Schwellendruck	Schwell.	kN/m ²	10.0	20.0	80.0	130.0
Maxim. Schwellendruck b. 2x wiederholtem Trocknen u. Befeucht.	Schwell. Max.	kN/m ²	10.0	60.0	940.0	1750.0
Kationenaustausch- kapazität	KAK	mval/ 100g	17.2	15.0	10.2	13.6
Eisen III zu Eisen II verh.	FeIII/FeII	1	2.02	1.78	1.37	0.51
Steifezahl bei Verh. Seitendehn. Erstbel. 200- 400	Es ₁	MN/m ²	5.7	7.5	13.3	44.4
Steifezahl bei Verh. Seitendehn. Wiederbel. 200 - 400	Es ₂	MN/m ²	9.4	11.8	20.0	57.1
Zylinderdruck- festigkeit	E	NN/m ²	0.5-1.0	1.5-2.5	10-15	100-120
Ø-Werte der Rei- bungswinkel bei CU-Versuch	φ _{cu}	Grad	19.0	22.0	26.5	-

Tab IV: (Fortsetzung)

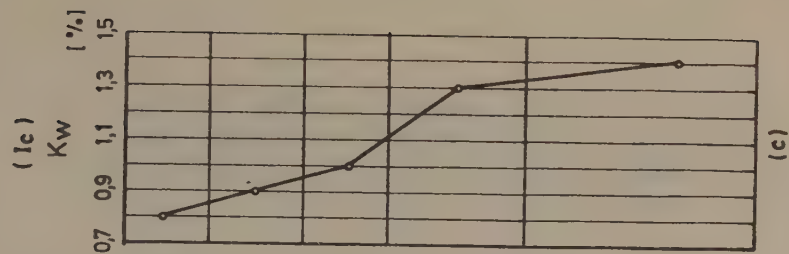
Tiefe in m		Verwitterungszone							
		Z V	Z IV	Z III	Z II	Z I			
		0.20-0.80 (0-1.0)	0.80-1.70 (0.60-1.85)	1.70-2.50 (1.60-2.65)	2.50-3.80 (2.40-3.90)	> 3.80 > 3.70			
ϕ -Werte der Reibungswinkel bei CD-Versuch	ϕ'^{CD}	Grad	18.0	21.5	27.0	38.5	46.0		
ϕ -Werte der Reibungswinkel bei dir. Scherversuch	ϕ'^{direkt}	Grad	20.5	23.5	27.0	37.0	48.0		
ϕ -Werte der Kohäsion bei CU-Versuchen	c'_{CU}	kN/m ²	14.0	19.8	32.5	-	-		
ϕ -Werte der Kohäsion bei CD-Versuchen	c'_{CD}	kN/m ²	13.4	16.1	52	190.0	300.0	48	
ϕ -Werte der Kohäsion bei dir. Scherversuch	c'_{direkt}	kN/m ²	13.5 (10-17)	18.0 (14-22)	62.5 (50-75)	127.5 (110-145)	245.0 (220-270)		



(a)



(b)



(c)

Abb. 10:

gefüge und die diagenetisch entstandenen Kornbindungen gelockert und zerstört werden. Dadurch aber wird erst die Anlagerung von Wassermolekülen ermöglicht.

Der Wassergehalt und dessen Änderung beeinflusst in verschiedenen Verwitterungszonen die bodenmechanischen Eigenschaften. Er ist ein wichtiger Parameter für die Korrelation bzw. Klassifikation der Verwitterungszonen. Der mittlere natürliche Wassergehalt, bezogen auf nicht extrem trockene Jahreszeiten, kann der Tab. IV entnommen werden.

5.6. ATTERBERG'SCHE KONSISTENZGRENZEN

ATTERBERG (1911) gibt verschiedene Konsistenzgrenzen zwischen festem und flüssigem Zustand bei bindigen Böden an, in Abhängigkeit von Wassergehalt und den damit verbundenen verschiedenen Stadien der Festigkeit. Die Tonminerale sind bei Anwesenheit von Wasser von einer diffusen Wasserschicht umgeben. Die Anlagerung von Wasser beruht nach GRIM (1953) und DIGLERIA (1962) auf Hydratationskräften und dem Dipolcharakter der Wassermoleküle. Außerdem wird die plastische Verformung toniger Materialien nach vielen Autoren u.a. HOFMANN (1949), SCHEFFER-SCHACHTSCHABEL (1970) und KNOBLICH (1971) durch Ionenbelegung und Quellung der Tonminerale bzw. Hydratation austauschbarer Kationen und der Tonmineraloberflächen bestimmt. Nach JASMUND (1955) stehen die plastischen Eigenschaften der Tone im unmittelbaren Zusammenhang mit der Ausbildung der adsorptiv angelagerten diffusen Doppelschichten. Letztere sind abhängig von der Oberfläche der Tonminerale sowie von den adsorbierten Kationen. Mit zunehmendem Wassergehalt wird ein bindiger Boden immer weicher und flüssiger. Die Konsistenzgrenzen

sind abhängig vom Wassergehalt des Bodens; dadurch kann auf die Zustandsform des Bodens rückgeschlossen werden. Konsistenzgrenzen sind Fließgrenzen, Ausrollgrenzen und Schrumpfgrenzen.

5.6.1. FLIEßGRENZE (Wl) UND AUSROLLGRENZE (Wp)

Die Fließgrenze (Wl) und die Ausrollgrenze (Wp) wurden mit Hilfe des von CASAGRANDE entwickelten Gerätes nach DIN 18121 bestimmt. Wie aus Abb. 10(a) zu entnehmen ist, steigen die Werte für die Fließgrenze mit der progressiven Verwitterung an, wobei zwischen Z III und Z IV die Steigung der Werte größer ist. Die ermittelten Daten für die Ausrollgrenze (Wp) nehmen von Z I bis Z V zu (Abb. 10(a)). Diese Zunahme ist aber sehr gering. Beim Eintragen in das Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 zeigte sich, daß das Material aller 5 Zonen als stark bindig angesprochen werden kann. Dabei ist das Material der Zonen I und II mittelplastisch und das der Zonen IV und V ausgeprägt plastisch. Das Material der Zone III liegt $\pm$ auf der Grenze zwischen den beiden Zuständen.

5.6.2. PLASTIZITÄTSZAHL (Ip) UND KONSISTENZZAHL (Ic)

Die Differenz zwischen Wassergehalt der Fließgrenze (Wl) und Ausrollgrenze (Wp) wird als Plastizitätszahl (Ip) bezeichnet.

$$Ip = Wl - Wp \text{ in } \%$$

Darin bedeuten:

Ip = Bildsamkeit in %

Wl = Wassergehalt bei der Fließgrenze in %

Wp = Wassergehalt bei der Ausrollgrenze in %

die Plastizitätszahl (I_p) charakterisiert den Bereich, in dem das Material plastisch reagiert. Sie ist hauptsächlich von der Art der Tonmineralien (vgl. hierzu Tab. II), von den vorhandenen Ionen und der Kornverteilung abhängig. Die Plastizitätszahl ändert sich aus diesem Grunde von Z I bis Z V wie die Abb. 10(b) zeigt. Jedoch ist zwischen Z III und Z IV die Steigung der Kurve - wie bei den Fließgrenzen - größer, obwohl eigentlich der prozentuale Anstieg des Tonmineralgehaltes zwischen Z II und Z III höher ist als in den obengenannten Zonen. Wenn man aber die realen sowie die normalen Aktivitätszahlen zugrunde legt (Abb. 11 b), ist dieser Zusammenhang sehr leicht erklärbar.

Aus der Fließgrenze, der Ausrollgrenze und dem Wassergehalt kann die Konsistenzzahl (K_w) errechnet werden.

$$I_c = \frac{W_l - W_n}{W_l - W_p} \quad 1$$

Darin bedeuten:

I_c = Konsistenzzahl

W_l = Wassergehalt bei der Fließgrenze in %

W_n = Natürlicher Wassergehalt in %

W_p = Wassergehalt bei der Ausrollgrenze in %

Wenn man die Einteilung der Konsistenz nach SCHULTZE/MUHS (1967) für die Beurteilung des Materials der verschiedenen Verwitterungszonen zugrunde legt, kann das Material aus Z I und Z II als halbfest, das aus Z III als steif und jenes aus Z IV als weich bis steif sowie das aus Z V als weich bezeichnet werden. Die ermittelten Daten für die Konsistenzzahl (I_c) (Abb. 10(c)) nehmen von Z I bis Z V zu.

5.6.3 SCHRUMPFGRENZE

Die Schrumpfgrenze (W_s) ist der Wassergehalt, bei dem keine Änderung des Volumens mehr bei weiterer Abtrocknung stattfindet. Dies beruht hauptsächlich darauf, daß die Kapillarspannungen nicht mehr in der Lage sind, die Reibungswiderstände des Bodens zu überwinden und somit eine weitere Volumenabnahme zu ermöglichen. Die Schrumpfgrenze für verschiedene Verwitterungszonen wurde nach KRABBE (1958) berechnet:

$$W_s = W_l - 1.25 \cdot I_p \text{ in } \%$$

Darin bedeuten:

W_s = Schrumpfgrenze in %

W_l = Fließgrenze in %

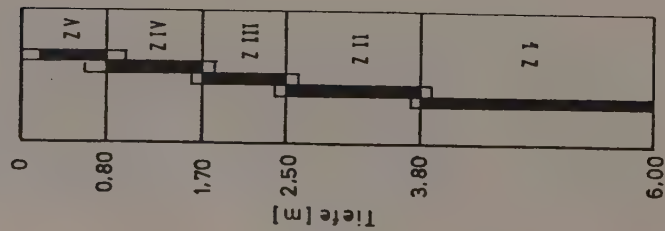
I_p = Bildsamkeit in %

Wie aus der Tab. IV zu entnehmen ist, liegt die Schrumpfgrenze bei allen Zonen unterhalb des natürlichen Wassergehalts, d.h. beim Trocknen der Proben sind Schrumpfungen zu erwarten. Dies ist auch bei dem bearbeiteten Material der Fall, jedoch ist das Maß der Schrumpfung je nach Verwitterungszone verschieden groß. Das Schrumpfmaß nimmt dabei von Z I bis Z V zu (Abb. 11 a).

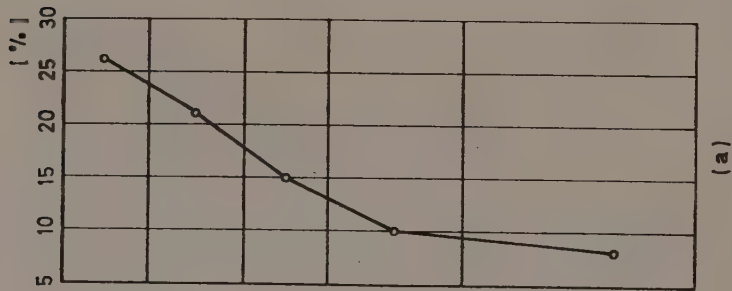
5.7. NORMALE UND REALE AKTIVITÄTSZAHL

Da die Art und Menge der Tonmineralien unter anderem auch das Wasserbindevermögen der Böden stark beeinflussen, führte SKEMPTON (1953) den Begriff "Aktivität" in die Bodenmechanik ein. Er definierte diesen Begriff, als Verhältnis der Plastizitätszahl (W_{fa}) zur schlamm-analytisch bestimmten Tonfraktion (Kornanteil 0.002 mm %).

Verw. Zonen

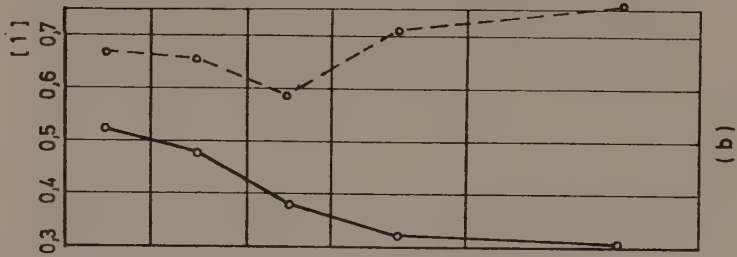


W_s

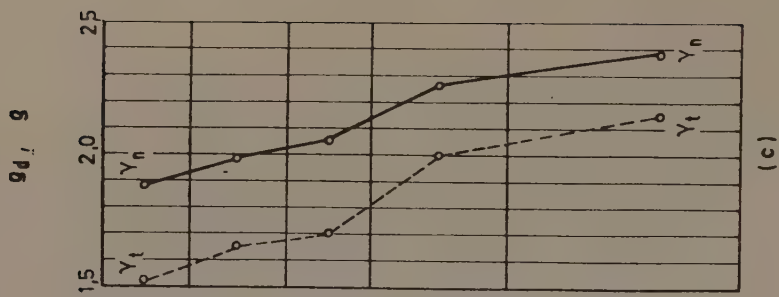


(a)

--- Normaler Aktivitätsindex
— Realer Aktivitätsindex



(b)



(c)

Abb.11:

In der vorliegenden Arbeit wird der dadurch bestimmte Aktivitätsindex als "Normale Aktivität" bezeichnet.

Die "Normale Aktivitätsindex-Kurve" kann nicht herangezogen werden, um die einzelnen Verwitterungszonen zu untergliedern, da im Kurvenverlauf keine Gesetzmäßigkeiten bezüglich der unterschiedlichen Verwitterungszustände zu erkennen sind (Abb. 11 b). Abgesehen von anderen Schwächen, die in dieser Methode liegen - so sind die Tonminerale z.B. wegen der Aggregation nicht in ihrer tatsächlichen Kornfraktion ($\varnothing$ 0.002 mm) vertreten - kommt im Verwitterungsbereich noch hinzu, daß bei der progressiven Verwitterung sowohl die Plastizität als auch der prozentuale Anteil der Tonfraktion zunimmt.

Wenn man nun anstelle der schlämmanalytisch bestimmten Tonfraktion den durch mineralogische Analysen bestimmten wahren Tonmineralgehalt für die Ermittlung des Aktivitätsindex zugrunde legt, kann man, wie Abb. 11(b) zeigt, sehr gute Ergebnisse erzielen. Letzterer Aktivitätsindex wird als "Realer Aktivitätsindex" bezeichnet. Die "Reale-Aktivitätsindex-Kurve" läßt eine Zunahme der realen Aktivität von Z I zu Z V erkennen. Dies beruht auf der anwachsenden Oberflächenwirkung der Tonminerale mit fortschreitender Verwitterung.

5.8. KORNDICHTE (ρ_s)

Korndichte des Bodens (ρ_s) ist das Stoffgewicht seiner Bestandteile. Es wurde gemäß DIN 18124 mittels der Pyknometermethode für jede Zone jeweils

durch 6 Proben ermittelt. Die ermittelten Werte waren nur wenig unterschiedlich. Der errechnete Mittelwert für jede Zone ist in Tab. IV angegeben. Es besteht nur ein minimaler Unterschied zwischen Z I und Z II ($s = 2,69$) einerseits und Z III - Z V ($s = 2,70$) andererseits. Diese Differenz dürfte wahrscheinlich durch den verschiedenen Kalkgehalt der einzelnen Zonen hervorgerufen werden.

5.9. FEUCHTDICHTE (ρ) UND TROCKENDICHTE (ρ_d)

Die Feuchtdichte (ρ) ist das Verhältnis der feuchten Masse (m_f) zum Volumen (V) einer Probe.

$$\rho = \frac{m_f}{V} \quad \text{t/m}^3$$

Die Trockendichte (ρ_d) kann sowohl aus dem Verhältnis der Trockenmasse (m_d) zum Volumen des feuchten Bodens (V), als auch aus der Feuchtdichte (ρ) und dem Wassergehalt (W_n) der Probe errechnet werden:

$$d = \frac{m_d}{V} = \frac{\rho}{1+W_n/100} \quad \text{in } \text{t/m}^3$$

Die Werte von ρ und ρ_d sind in Tab. IV angegeben sowie als Kurve für die 5 Verwitterungszonen in Abb. 11(c) dargestellt.

5.10. PORENANTEIL (n) UND PORENZAHL (e)

Der Porenanteil eines Bodens ist das Verhältnis vom Hohlraum zum Gesamtraum des Bodens. In vorliegender Arbeit wurde der Porenanteil mit Hilfe der Korndichte (ρ_s) und der Trockendichte der Probe errechnet:

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \quad 1$$

Darin bedeuten:

$$\begin{aligned} n &= \text{Porenanteil} \quad 1 \\ \rho_s &= \text{Korndichte in } t/m^3 \\ \rho_d &= \text{Trockendichte in } t/m^3 \end{aligned}$$

Die Porenzahl eines Bodens ist das Verhältnis des Hohlraums zum Volumen der festen Masse des Bodens. Die Porenzahl wurde nach Ermittlung der Porenanteile (siehe oben) errechnet:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad 1$$

Darin bedeuten:

$$\begin{aligned} e &= \text{Porenzahl} \quad 1 \\ n &= \text{Porenanteil} \quad 1 \end{aligned}$$

Die errechneten Durchschnittswerte des Porenanteils und der Porenzahl sind in Tab. IV wiedergegeben.

Abb. 12(a) veranschaulicht ihre Abhängigkeit von den Verwitterungszonen.

5.11. SÄTTIGUNGSZAHL (Sr)

Die Sättigungszahl eines Bodens gibt den Anteil an wassererfüllten Poren an. Bei den bergfeuchten und felsartigen Peliten der Zone I müßte theoretisch die Sättigungszahl 100 % betragen. Bei den anderen Zonen ist der Anteil der wassererfüllten Poren von der Wassermenge abhängig, die dem Boden zugeführt wird. Die errechneten Mittelwerte (Tab. IV) zeigen, daß die Sättigungszahl in den verschiedenen Verwitterungszonen geringe Unterschiede aufweist. Die Sättigungszahl wurde mit Hilfe der Korndichte, des Wassergehaltes und der Porenzahl errechnet.

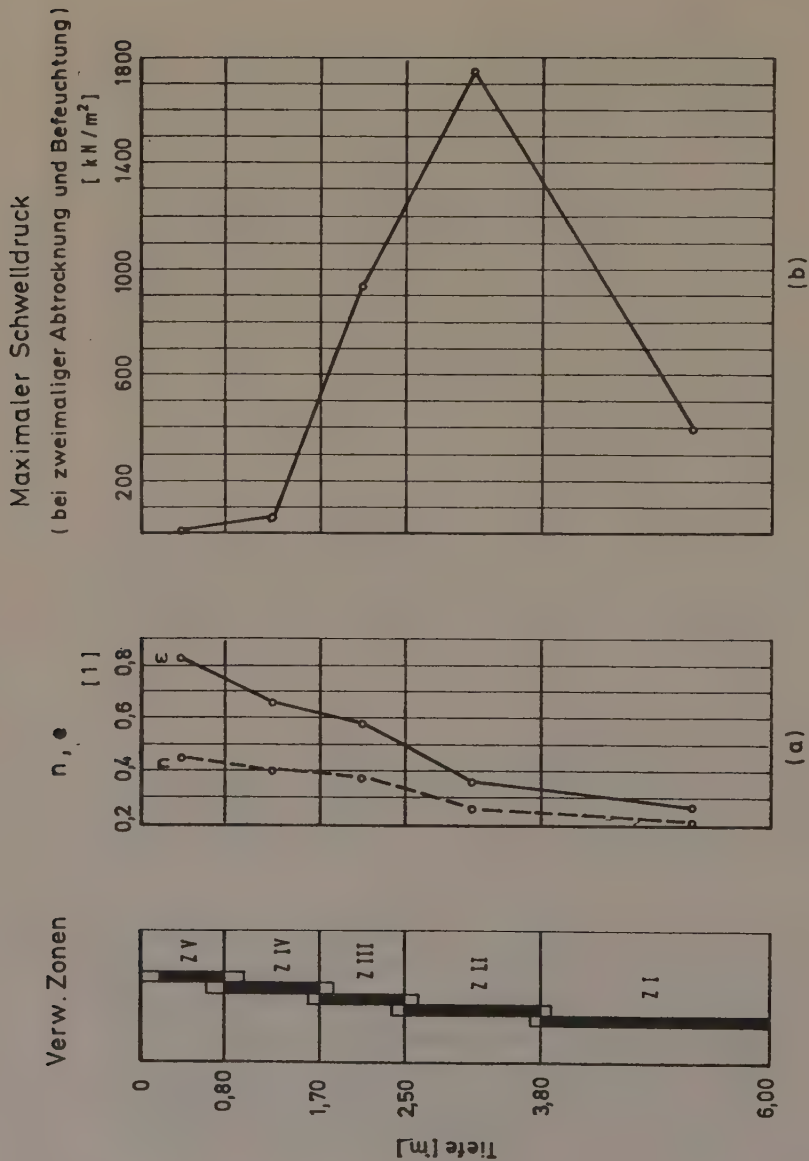


Abb. 12 :

$$S_r = \frac{W_n \cdot \rho_s}{100 \cdot e} \text{ in } \%$$

Darin bedeuten:

S_r = Sättigungszahl in %

W_n = natürlicher Wassergehalt in %

ρ_s = Korndichte in t/m^3

e = Porenzahl 1

Diese Parameter sind jedoch durch verschiedene Einflüsse Schwankungen unterworfen, die daher ebenfalls zu einer Streuung der Ergebnisse führen. Dabei spielen besonders die Variationen des Wassergehalts eine wesentliche Rolle. Es hat sich aber gezeigt, daß bergfrisches Material mit einer Sättigungszahl über 90 % unter normalen Bedingungen meistens sehr minimal oder kein Wasser aufnimmt. Die Ursachen können folgende sein:

1. Alle Poren sind bereits vollständig von Wasser erfüllt. Die errechnete Sättigungszahl von weniger als 100 % rührt daher, daß die einzelnen Parameter, die für die Berechnung der Sättigungszahl herangezogen wurden, Streuungen unterworfen sind.
2. Das Wasser kann nicht in die sehr feinen Poren eindringen, da seine Oberflächenspannungen dies nicht zulassen.

5.12. SCHWELLDRUCKVERSUCHE

5.12.1. EINLEITUNG

Es ist bekannt, daß bei bindigem Boden die Wasserzufuhr eine Vergrößerung des Abstandes der Bodenteilchen mit sich bringt, was wiederum zu einer Volumenzunahme und zur Schwellung führt. Die Ursache

für solche Volumenänderungen führen die Autoren, u.a. GRIM (1953), DIGLERIA (1962), BOLT (1956), SCHEFFER-SCHACHTSCHABEL (1970) und GRÜNDER & POLL (1977) auf verschiedene Kräfte zurück; dies sind vor allem Hydratationskräfte, Adsorptionsdrucke und osmotische Kräfte. Die diagenetischen Bindungskräfte sind aber bei überkonsolidierten Peliten am frischen Material so stark, daß erst bei einsetzender Verwitterung und der daraus resultierenden Gefügelockerung des Pelitmaterials die Möglichkeit geschaffen wird, daß sich Wassermoleküle anlagern können.

Da die Schwellfähigkeit mit der Verwitterungsintensität variiert, läßt sich der Schwellbetrag als Parameter gut für die Gliederung des Verwitterungsprofils verwenden. Der Schwellvorgang spielt eine so große Rolle, daß er unbedingt bei Gründungsfragen berücksichtigt werden muß.

An dieser Stelle sollen einige Autoren angeführt werden, wie KOMORNIK & DAVID (1969), WOODWARD & LUNDGREN (1962), CHEN (1975), die aufzeigen, wie sich Quellvorgänge auf Bauwerke auswirken. Hinsichtlich der einaxialen und dreiaxialen Messungen des Quelldruckes wird auf die Arbeiten von KAZDA (1961) und DIDIER (1973) verwiesen.

5.12.2. VERSUCHSANORDNUNG

Für die Quelldruckmessungen wurde ein Standard-GEONOR-ÖDOMETER (Tafel I b) verwendet. Er besteht aus einem Belastungsarm und einem Ödometer mit festem Ring. Der Hebelarm ist von den Meßuhren unabhängig und er wird durch ein Gegengewicht in horizontaler Lage gehalten. Durch eine Schraub-

vorrichtung kann der Weg kontrolliert werden. Ein rechteckiger Kraftmeßring, der aus elastischem Stahl besteht, ist mit einer mechanischen Meßuhr zwischengeschaltet. Das Ödometer ist von einem Plexiglaszylinder umgeben, der eine Wässerung während des Versuchs ermöglicht.

PROBENEINBAU

Die ungestörte Probe wird in einen Probering mit einem Durchmesser von 5.0 cm und einer Höhe von 2.0 cm eingebaut. Der Einbau der Proben, die aus den wenig verwitterten Zonen stammten, gestaltete sich wegen ihrer hohen Konsistenz sehr schwierig und zeitaufwendig. Der Probekörper mit dem aufgesetzten Probering wird in die hydraulische Presse eingespannt. Danach wird die Probe auf einer Länge von einigen Millimetern so weit mit einem Messer abgeschabt, daß der dadurch erhaltene zylindrische Körper nur mehr geringfügig über den Probering ragt. Anschließend wird der so behandelte Bereich der Probe vorsichtig in den Probering eingedrückt. Durch öftere Wiederholung dieses Vorganges kann die Probe ohne großen Kraftaufwand und damit weitgehend ungestört allmählich in den Probering eingebaut werden. Die Proben aus den stärker verwitterten Zonen werden direkt aus dem ungestörten Material mit dem Probering ausgestochen.

5.12.3. VERSUCHSABLAUF

Nach dem Einbau der Probe in den Probering (s.Kap. 5.12.2.1) werden Probenhöhe, Probengewicht und Wassergehalt bestimmt. Es erfolgt der Einbau der Probe in das Quelldruckmeßgerät. Der Plexiglaszylinder wird mit destilliertem Wasser aufgefüllt, so daß während des genannten Versuches die Probe völlig von Wasser bedeckt wird. Gleichzeitig mit der Wässerung wird die Stoppuhr in Gang gesetzt. Da das Volumen der Probe konstant gehalten wird, tritt beim Schwellvorgang Druck auf. Die Entlastung der Druckspannung kann nur in vertikaler Richtung erfolgen, da eine seitliche Ausdehnung der Probe durch den Zylinderring verhindert wird. Die Schwellung der Probe übt auf den Hebelarm des Gerätes, genauer auf das Widerlager des Hebelarmes, Druck aus. Über den Hebelarm erfolgt durch diesen Schwelldruck eine Dehnung des Kraftmeßringes, was durch eine Meßuhr registriert wird. Um die Probenhöhe während des

Quellvorganges konstant zu halten, muß sie durch ein Handrad und ein Schraubgewinde nachreguliert werden. Durch eine zweite Meßuhr wird diese Korrektur angezeigt. Diese Regulierungen müssen in kurzen Zeitabständen vollzogen werden, damit das konstante Volumen der Probe während des ganzen Versuches gewährleistet ist.

Um die unterschiedlichen Schwellldrucke bei Änderung des Wassergehalts sowie bei den verschiedenen Arten der Wassergehaltsänderung der einzelnen Verwitterungszonen zu bestimmen, wurden folgende Versuche durchgeführt:

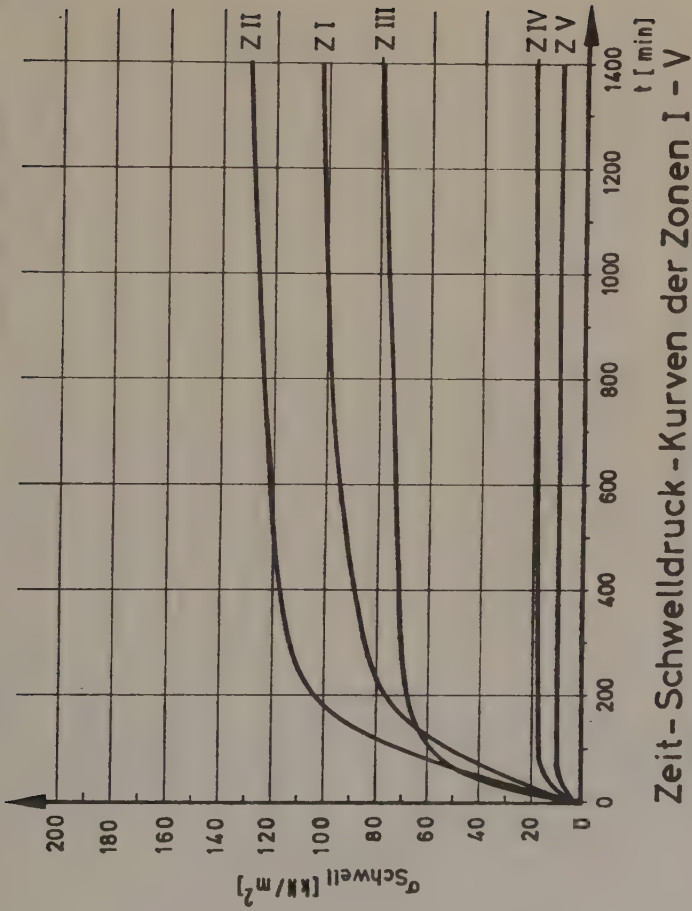
- A) Bestimmung des Schwellldrucks bei natürlichem Wassergehalt für die Proben aus Z I bis Z V.
- B) Bestimmung des Schwellldrucks bei verschiedenem Wassergehalt für Proben aus der Zone II.
- C) Bestimmung des Schwellldrucks bei einmaliger Abtrocknung für Proben aus Zone Z I bis Z V.
- D) Bestimmung des Schwellldrucks bei zweimal wiederholtem Trocknungs- und Befeuchtungswechsel für Proben aus Z I bis Z V.

5.12.4. VERSUCHSERGEBNISSE DER SCHWELLDROCKVERSUCHE

Die Ergebnisse aller Versuche wurden in Form von Zeit-Schwell^{druck}kurven dargestellt (Abb. 13, 14, 15 und 16).

- A) Die erste Versuchsreihe, d.h. die Zeit-Schwelldruckkurven der Zone I bis V für natürlichen Wassergehalt (Abb. 13) zeigt folgendes Ergebnis:

- 1. Der auftretende Schwelldruck ist gering.
- 2. Der steile Anfangsanstieg der Kurven endet fast je nach Verwitterungszone nach 100 bis 300 Minuten und verflacht, d.h. der Schwelldruck verändert sich kaum mehr.



Zeit - Schwelldruck - Kurven der Zonen I - V
bei natürlichen Wassergehalt

Abb. 13 :

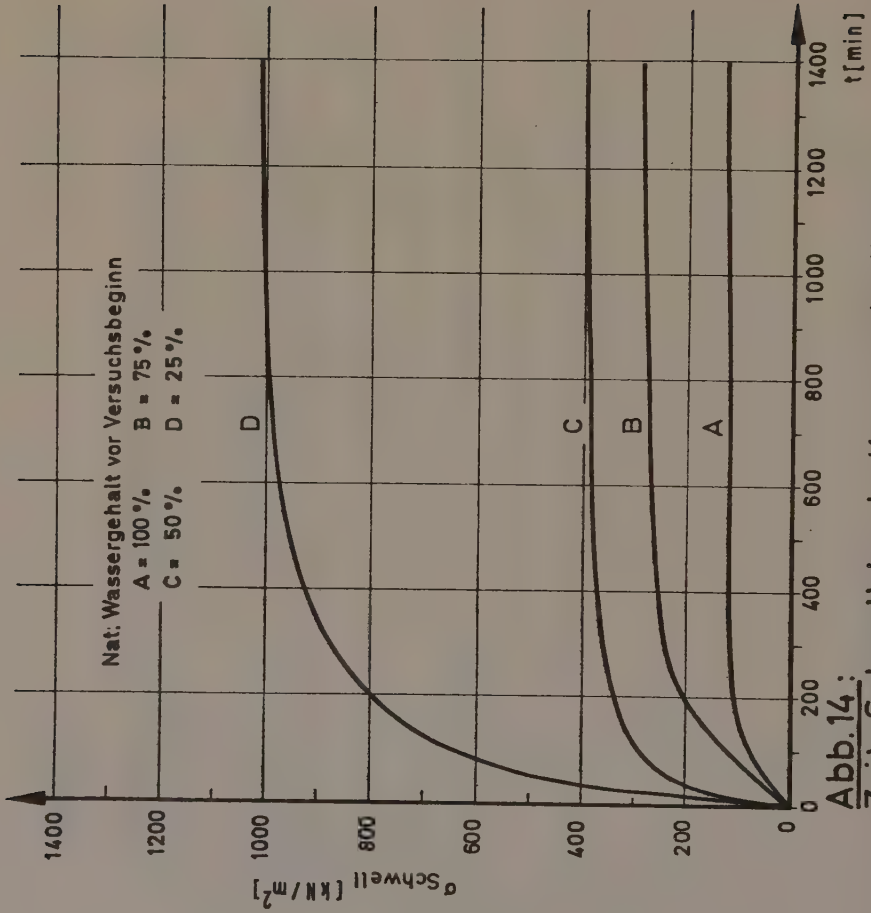


Abb. 14:

Zeit-Schwelldruck-Kurven der Zone II
in Abhängigkeit vom Wassergehalt

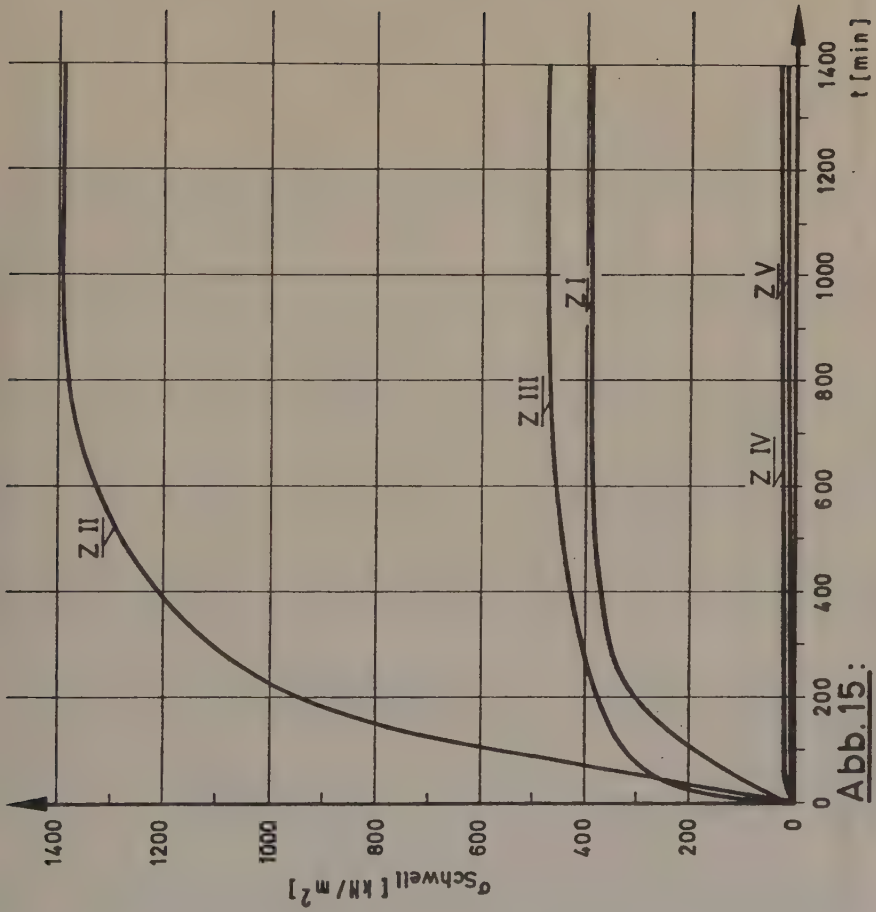


Abb. 15:

Schwell-Druck der Zonen I-V bei Wasserzugabe nach 24-stündiger Abtrocknung bei 45°C

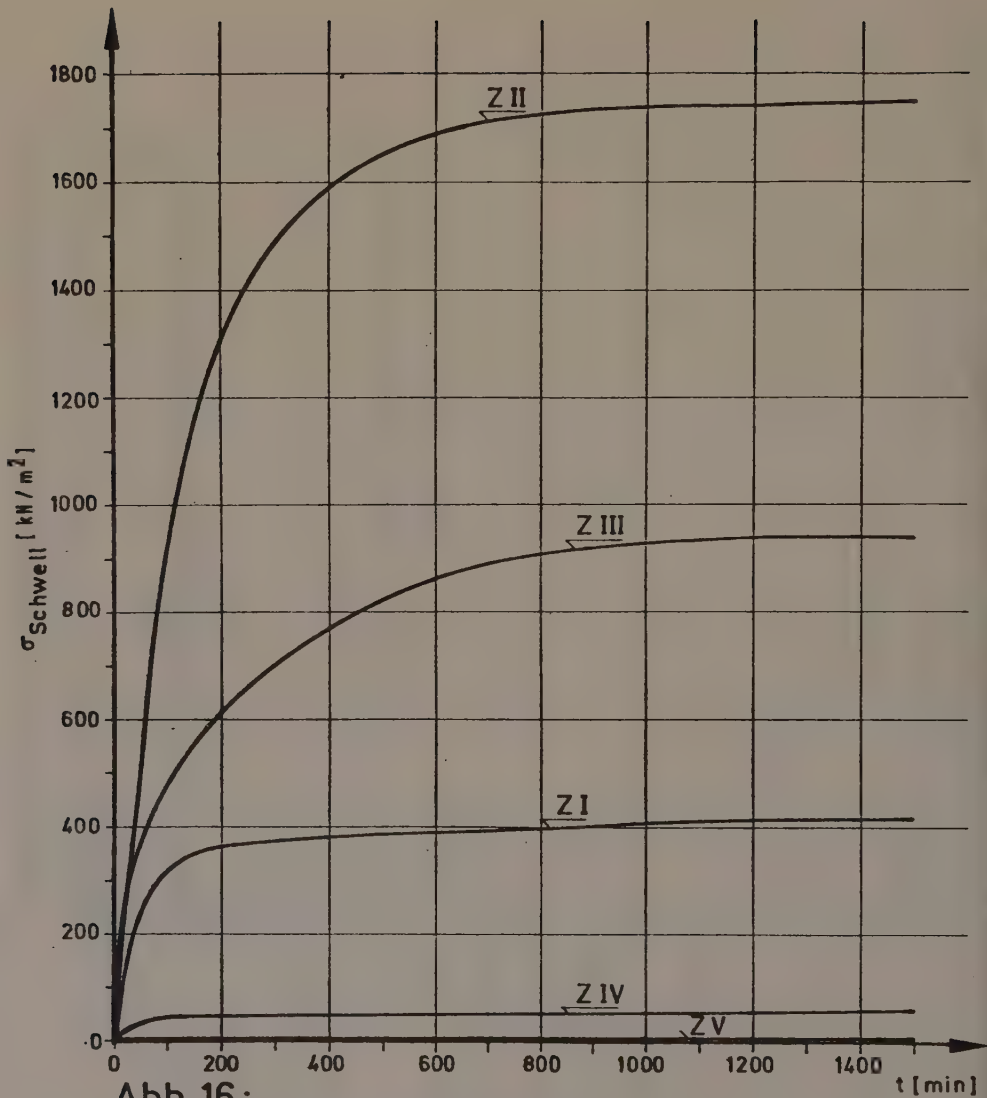


Abb. 16:

Schwell-Druck der Zonen I-V bei 2mal wiederholtem Trocknungs-Befeuchtungswechsel bei 45°C

3. Die Größe des Schwelldruckes nimmt im allgemeinen mit der Verwitterungsintensität ab.

Die Schwelldruckkurve der Zone II macht hier eine Ausnahme, d.h. der Schwelldruck des Materials aus Zone II ist größer als das der Zone I (s.a.Kap. 5.12.5.).

- B) Die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe, die Zeit-Schwelldruck-Kurven der Zone II in Abhängigkeit vom Wassergehalt (Verringerung des natürlichen Wassergehalts von 100 % auf 75 %, 50 % und 25 %) (Abb. 14), zeigen sehr deutlich, daß je stärker der Wassergehalt abnimmt, der Schwelldruck desto mehr zunimmt. Das zeigt deutlich die Abhängigkeit des Schwelldruckes von der Sättigungszahl und damit auch vom Wassergehalt. Die wesentliche Ursache dafür ist darin zu suchen, daß sich beim Abtrocknen Mikroschrumpfrisse im Material bilden, was einer Zerstörung der diagenetischen Kontakte entspricht. Somit hat zunehmendes Abtrocknen zunehmende Zerstörung der Kontakte zur Folge. Daraus resultiert wiederum ein höherer Schwellbetrag bei Wasserzugabe.
- C) Die Ergebnisse der Versuchsserie C (Abb. 15), die Zeit-Schwelldruckkurven für Proben aus der Zone I bis V, denen nach 24-stündigem Abtrocknen bei 45°C Wasser zugegeben wurde, zeigen folgendes:
- Der Schwelldruck steigt im Vergleich zu den Versuchsreihen A und B in allen Zonen stark an. Die Zuwachsrate des Schwelldruckes ist in den verschiedenen Zonen sehr unterschiedlich. Dabei weisen die Zonen Z II und Z III größere Zunahme des Druckes auf als die übrigen Zonen.

- D) Die Zeit-Schwellldruckkurven der Versuchsreihe D (Abb. 16), bei der Proben der Zone I - V zweimaliger Trocknung bei 45°C und Wiederbefeuchtung ausgesetzt wurden, lassen erkennen, daß der Schwelldruck wie bei der Versuchsreihe C in den Zonen II und III sehr stark zunimmt. In Abb. 12(c) wurden die maximalen Schwelldrucke aus der Versuchsserie D in Abhängigkeit von der Tiefe dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß der Schwelldruck von Z I zu Z II sehr stark zunimmt. Eine ähnlich starke Abnahme ist zwischen Z II über Z III zu Z IV festzustellen. Die Verringerung des Schwelldrucks zwischen Z IV und Z V ist nur mehr sehr gering.

Die Ursachen, die allgemein zur Schwellung des Materials führen, wurden bereits unter 5.12.1. kurz erläutert. Im folgenden werden speziell die für jede Verwitterungszone ermittelten Ergebnisse der Schwelldruckversuche diskutiert.

Bei den Versuchsserien B, C und D konnte noch festgestellt werden, daß bei der Bewässerung der ausgetrockneten Pelitkörper feine Gasbläschen aus der Probe austreten. Einige Autoren, u.a. TERZAGHI & PECK (1967) sind der Meinung, daß die Porenluft durch Auseinanderpressung der Materialteilchen zur Lösung der diagenetischen Kontakte führt. Dadurch und aus anderen Gründen kommt es zu einem Strukturkollaps tonig schluffiger Böden. Die Austrocknung erzeugt eine große Spannung in den Proben. Dies ist auch der Grund für die erhöhte Scherfestigkeit bei Wasserabnahme (vgl. Kap. 5.14.). Bei Bewässerung der ausgetrockneten Probe werden die luftgefüllten Poren unter Druck gesetzt. Darüberhinaus wirken auch noch Kapillarkräfte, so daß schließlich das Korngerüst aufbricht.

5.12.5. VERGLEICH DER EINZELNEN VERWITTERUNGSZONEN HINSICHTLICH DER ERGEBNISSE AUS DEN SCHWELL- DRUCKVERSUCHEN

Die verschiedenen Verwitterungszonen zeigen wegen ihres unterschiedlichen Materialgefüges und wegen der quantitativ wie qualitativ unterschiedlich ausgeprägten Partikelkontakte beim Schwellungsprozess unterschiedliche Schwelldruckspannungen. Wegen der Problematik sei diesbezüglich auf DAVIS (1966), CHANDLER (1969) und vor allen Dingen auf SCHMERTMANN & OSTERBERG (1961) hingewiesen.

Verwitterungszone I:

In diesem Bereich treten Schwelldrücke von ca. 100 kN/m^2 bei natürlichem Wassergehalt (Abb. 13) auf. Durch ein- oder zweimaliges Trocknen und Befeuchten der Probe steigt der Schwelldruck in dieser Zone nur auf ca. 400 kN/m^2 an (Abb. 15 und 16). Dies ist ein vergleichsweise geringer Schwelldruck, da die Kräfte unter anderem z.B. beim Abtrocknen (Schrumpfvorgang) nicht ausreichen, die noch starken diagenetischen Bindungen zu lockern, womit beim Schwellen die Anlagerung von Wassermolekülen nicht möglich ist.

Verwitterungszone II:

Das Material dieser Zone zeigt bei natürlichem Wassergehalt einen Schwelldruck (ca. 130 kN/m^2 , Abb. 13), der sich nur sehr geringfügig von dem der Zone I unterscheidet. Da aber die Pelite dieser Zone stärker als die in Z I angewittert sind, werden bei den anderen Versuchsreihen (B - D) sehr viel höhere Schwelldrücke registriert. Die Verwitterungs-

kräfte, vor allem die durch die endodynamomorphen Verwitterungen hervorgerufenen Entspannungen, führen zu einer stärkeren Gefügelockerung als in Z I. Hier sind die diagenetischen Bindungen soweit gelockert, daß das Material in situ, vor allem durch Auflast der überlagernden Schichten, nicht schwellen kann. Schon eine einmalige Abtrocknung und Schrumpfung (Abb. 15) und die hierbei auftretenden Haarrisse sowie Auflösungen von vielen diagenetischen Bindungen führen zu einer starken Wasseraufnahme. So kann es zu hohen Schwelldrücken bis zu 1400 kN/m^2 kommen. Bei zweimaligem Trocknen und Befeuchten der Probe aus der Zone II wurde an dem so behandelten Material der höchste Schwelldruck (ca. 1750 kN/m^2 , Abb. 16) innerhalb des gesamten Verwitterungsprofils gemessen.

Verwitterungszone III:

Das Material dieser Zone zeigt bei natürlichem Wassergehalt einen Schwelldruck von ca. 80 kN/m^2 (Abb. 13). Bei einmaliger Abtrocknung steigt er auf etwa 475 kN/m^2 an (Abb. 15), bei zweimaligem Trocknen- und Befeuchten auf etwa 940 kN/m^2 (Abb. 16). Die Pelite bestehen in diesem Bereich aus Matrix und Lithorelikten, d.h. aus zwei verschiedenen Zustandsformen. Die Matrix der Zone III gleicht fast dem Materialzustand von Zone IV. Die Lithorelikte wiederum sind der Zustandsform des Materials der Zone II fast gleichzusetzen. Da in Zone III also einmal stark zur Schwellung neigende Lithorelikte vorhanden sind, zum anderen Matrix, die wenig schwellfähig ist, vorkommt, so ergibt sich daraus ein mittlerer Schwelldruck, dessen Betrag zwischen dem von Zone II und IV liegt.

Verwitterungszonen IV und V:

Die Ergebnisse aller Versuchsserien ergaben niedrige Schwelldrücke. Die Unterschiede zwischen Zone IV und Zone V sind gering (Abb. 13, 15 und 16). Dies läßt sich so erklären: Durch ständige Schwell- und Schrumpfvorgänge aufgrund starker ektodynamomorpher Verwitterungsvorgänge wie z.B. jahreszeitlicher Schwankungen des Wassergehalts, werden fast alle diagenetischen Bindungen aufgelöst. Dadurch wird auch das Porenvolumen des Materials in Zone IV und V so groß, daß bei erneuter Wasserzufuhr genügend innerer Raum vorhanden ist, um die dabei auftretende Schwellung aufzufangen. Das Material schwillt also nach "innen", so daß keine große Volumenzunahme bzw. Schwelldrücke festzustellen sind.

5.13. KOMPRESSIONSVERSUCHE

.. 5.13.1. EINLEITUNG

Die theoretischen Grundlagen der Komprimierbarkeit eines homogenen Tonbodens wurde von TERZAGHI (1936) beschrieben. Setzungen treten in der Natur z.B. bei der Belastung von Bodenschichten durch Bauwerke auf. Diese Setzungsvorgänge können im bodenmechanischen Labor mittels Bodenproben am Kompressionsgerät mit verhinderten Seitendehnungen (Oedometer) nachvollzogen werden. Die Konsolidationstheorie von TERZAGHI (1936) wurde u.a. durch BJERRUM (1967), HANSEN (1969) und GALANGER (1972) weiter entwickelt. Mit der Einteilung der Zeitsetzungslinien in drei Bereiche, nämlich in Sofortsetzung, Primärsetzung und Sekundärsetzung befassten sich u.A. CASAGRANDE (1939), TAYLOR (1955) und GUSSMANN (1978). Neben

anderen Faktoren hängt die Kompression des Bodens vor allem von der Kornzusammensetzung, der Konsistenz und der Struktur des Bodens ab, darüber hinaus auch von der chemischen Zusammensetzung des Porenwassers. Nach STEINFELD (1969) steht der Steifemodul bzw. das Setzungsverhalten mit der geologischen Vorbelastung im Zusammenhang. MUHS & KANY (1954), SCHMIDBAUER (1954), SIMONS (1963) und SIEDEK & KÜBLER (1967) weisen auf Fehlermöglichkeiten bei Kompressionsversuchen hin, was bei Durchführung und Auswertung dieser Versuche berücksichtigt werden soll.

Die Kompressionsversuche der vorliegenden Arbeit sollen zeigen, ob zwischen Steifeziffer und Verwitterungszonen eine Gesetzmäßigkeit besteht. Weiterhin sollen Zeitsetzungskurven und deren Charakteristika für die einzelnen Verwitterungszonen ermittelt werden.

5.13.2. VERSUCHSANORDNUNG UND VERSUCHSABLAUF

Die Kompressionsversuche werden unter Berücksichtigung der Angaben von SCHULTZE & MUHS (1967), KEZDI (1969) und BÖLLING (1971) durchgeführt.

Die grundsätzliche Versuchsanordnung besteht aus einem Oedometer (Kompressions-Durchlässigkeitsgerät bzw. KD-Gerät), nach CASAGRANDE mit einem starren Behälter, in dem die Bodenprobe zwischen zwei waagerechten Filtersteinen eingebaut wird. Das durch die Belastung aus dem Boden ausgepresste Porenwasser kann dadurch ungehindert entweichen. Die Proben mit den Abmessungen $d = 10 \text{ cm}$ und $h = 2 \text{ cm}$ werden nach der in Kap. 5.12.2.1. beschriebenen Methode in den Kompressionsring eingebaut. Beim Einbau der Probe unter die Belastungseinrichtung muß auf eine zentrische Lage der Probe geachtet werden. Die bei der Belastung auftretende Verformung wird mit Hilfe einer Meßuhr mit $1/1000 \text{ mm}$ Ablesegenauigkeit in normierten Zeitabständen abgelesen. Nach Einbau in

das Gerät wird die Probe unter Wasser gesetzt, damit die Setzungsbeträge nicht durch Austrocknung verfälscht werden. Um die auftretenden Schwellungen auszugleichen, die ja bei frischen ungestörten Proben mit unverändertem natürlichem Wassergehalt bei einem Sättigungsgrad über 90 % zu keinen großen Veränderungen in der Probe führen, wird die Normalspannung um den erforderlichen Schwellbetrag zusätzlich erhöht. Die Normalspannungen für Be- und Entlastung werden stufenweise aufgebracht und liegen bei dem benutzten Gerät zwischen $48,0 \text{ kN/m}^2$ und $763,9 \text{ kN/m}^2$. Die durch die verschiedenen Laststufen und dadurch erhaltenen Setzungswerte werden auf halblogarithmischem Papier als Druck-Setzungskurven aufgetragen (Abb. 22, 32). Da es sich hier um bindiges Material handelt, sind nicht nur die Gesamtsetzung und der Steifemodul wichtig, sondern auch das Zeitsetzungsverhalten. Bei jeder Laststufe wird deswegen die Setzung mit wachsenden Zeitabständen gemessen und wiederum als Zeitsetzungskurve halblogarithmisch aufgetragen (Abb. 17 - 21).

5.13.3. ZEIT-SETZUNGSKURVEN

Die Zeitsetzungskurven werden hinsichtlich ihres zeitlichen Verlaufes in drei Bereiche eingeteilt: Sofort-, Primär- und Sekundärsetzungen. Die Sofortsetzung stellt den elastischen, zeitunabhängigen Teil der Verformung dar. Weiterhin werden Sofortsetzungen durch Andrücken der Filtersteine bewirkt, da Hohlräume trotz der Oberflächenbearbeitung der Probe verblieben sind. Möglich sind auch Ausgleichbewegungen des Probenmaterials im Kompressionsring. Schließlich wird Sofortsetzung bei unvollständiger Sättigung des Bodenmaterials durch Komprimierung und Entweichen der Porenluft hervorgerufen. In der Literatur wird der Anteil der Sofortsetzung in der Zeitsetzungskurve bei den Peliten als sehr gering angegeben. Die untersuchten Proben dieser Arbeit

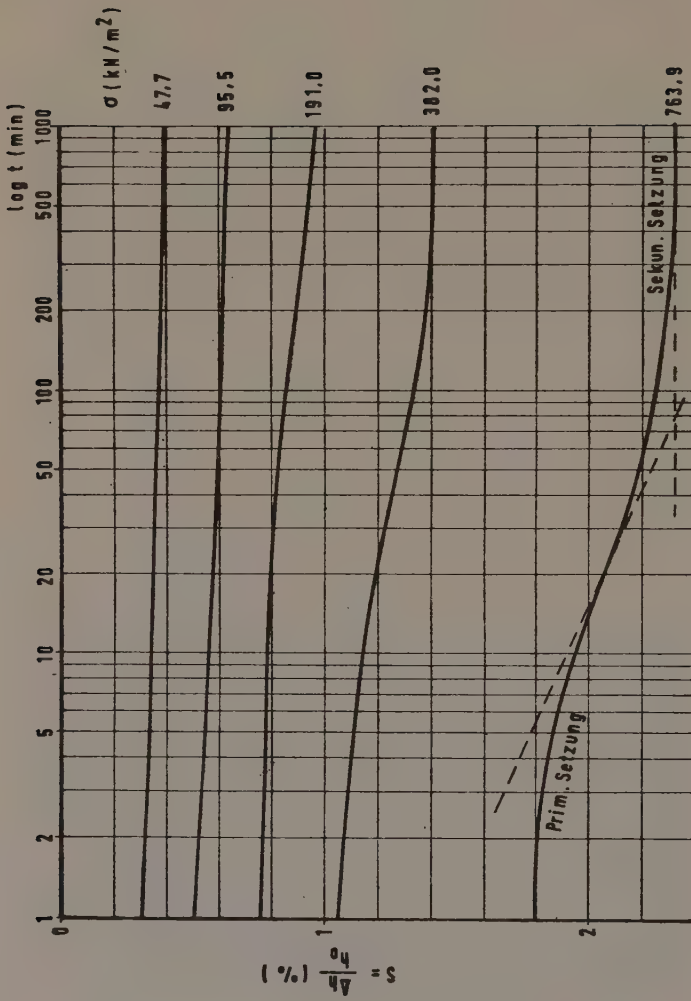


Abb.17: Zeit-Setzungskurven (ZI)

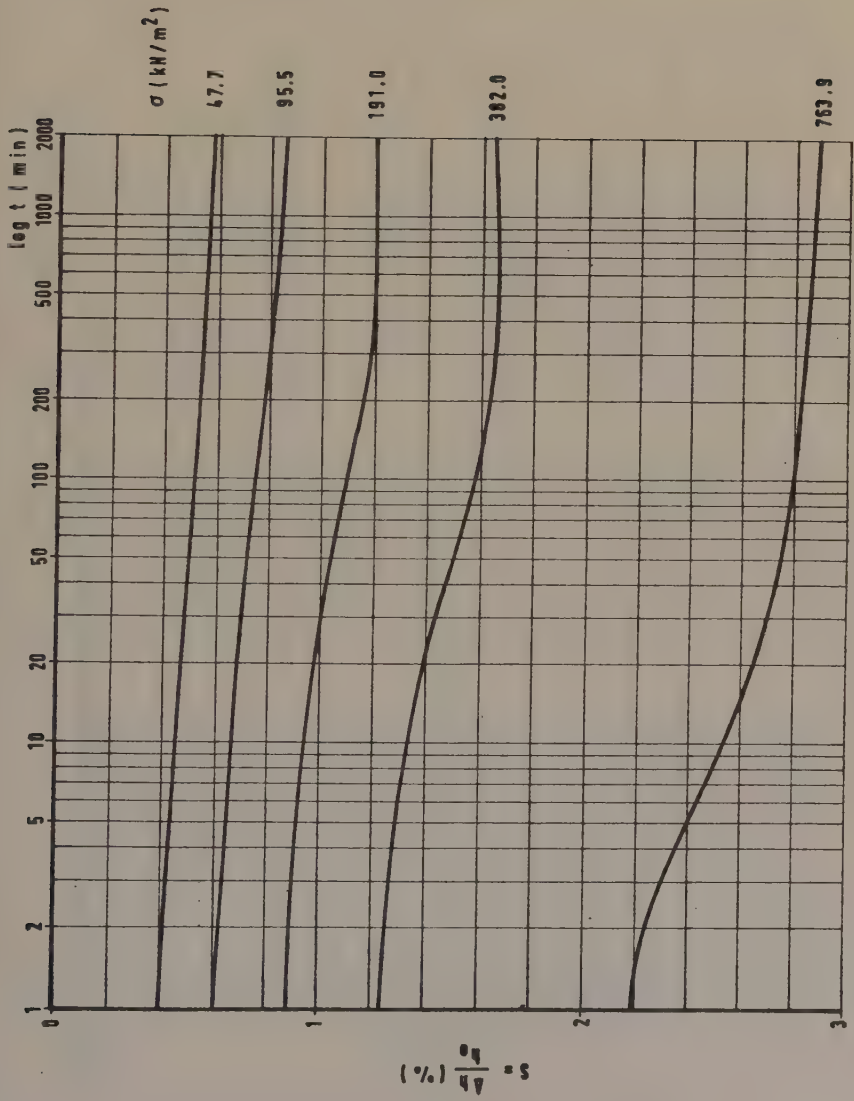


Abb. 18: Zeit - Setzungskurven (Z II)

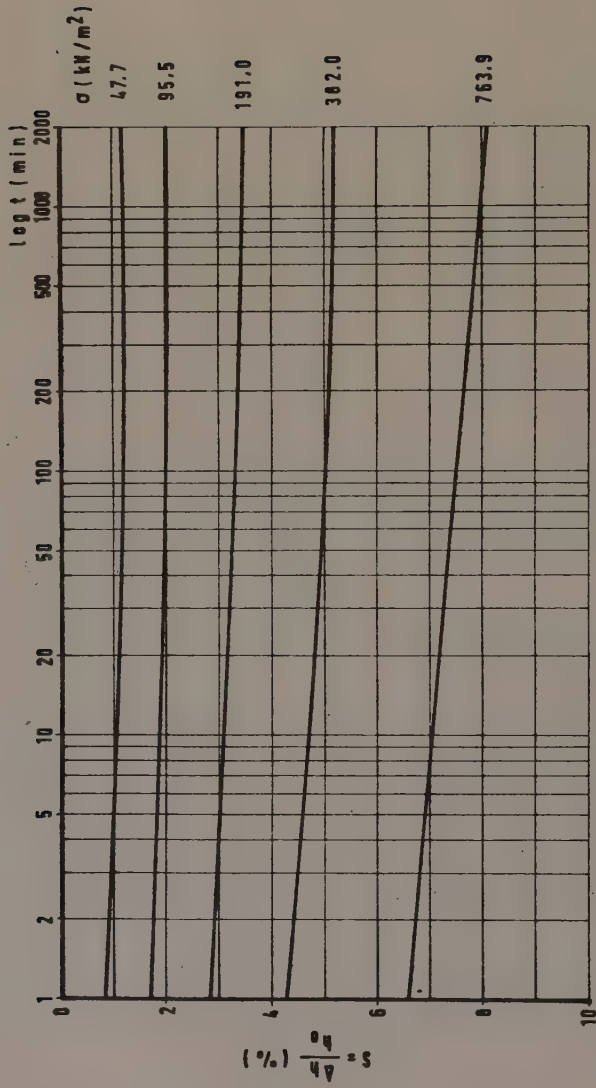


Abb.19: Zeit - Setzungskurven (Z III)

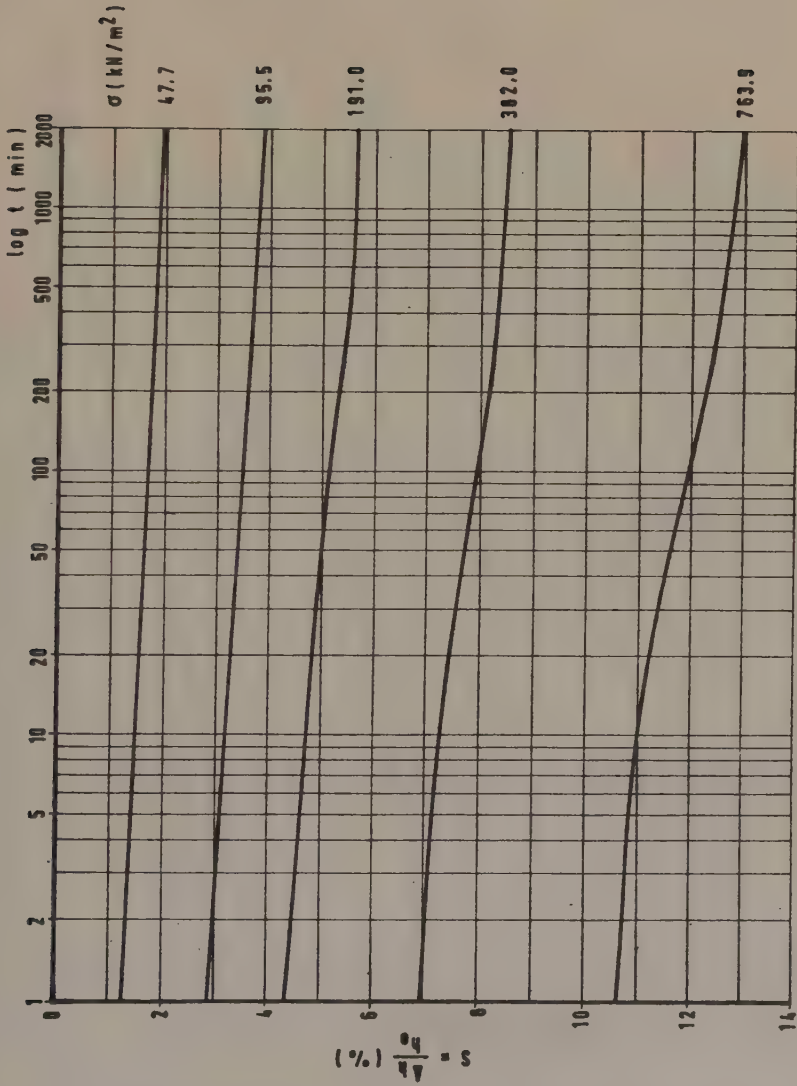


Abb. 20: Zeit - Setzungskurven (ZIV)

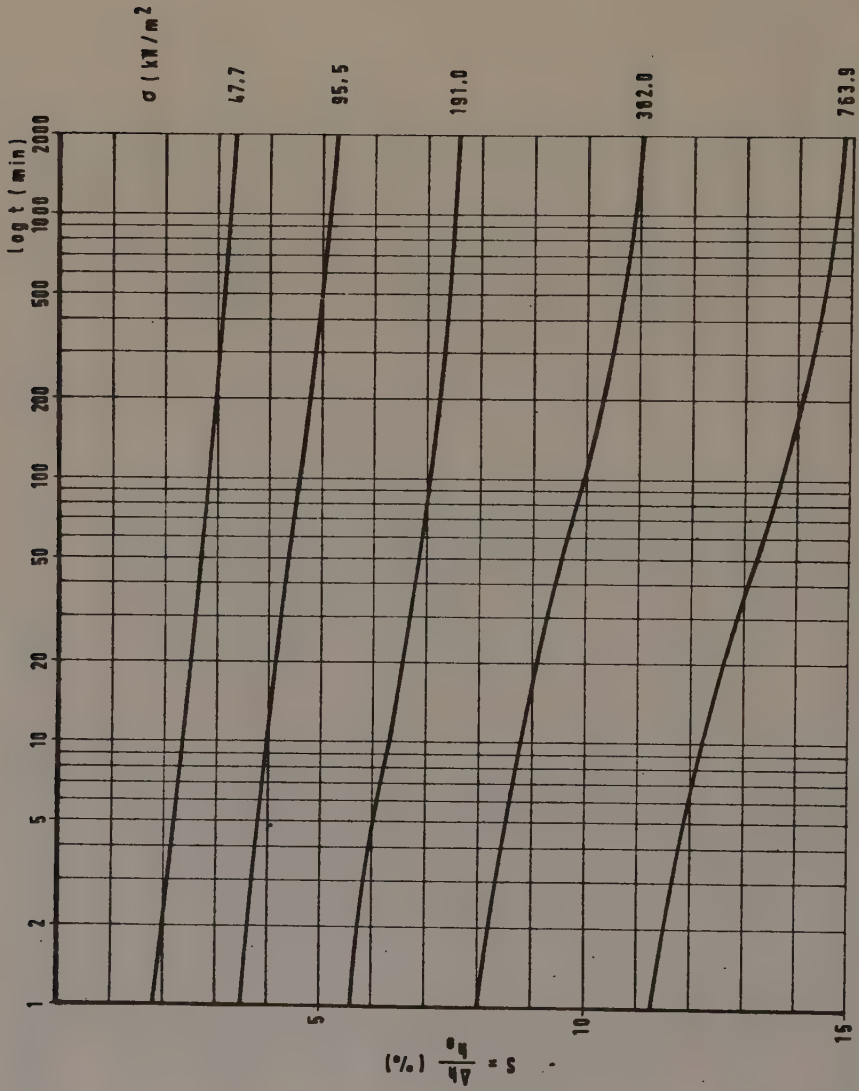


Abb. 21: Zeit - Setzungskurven (Z V)

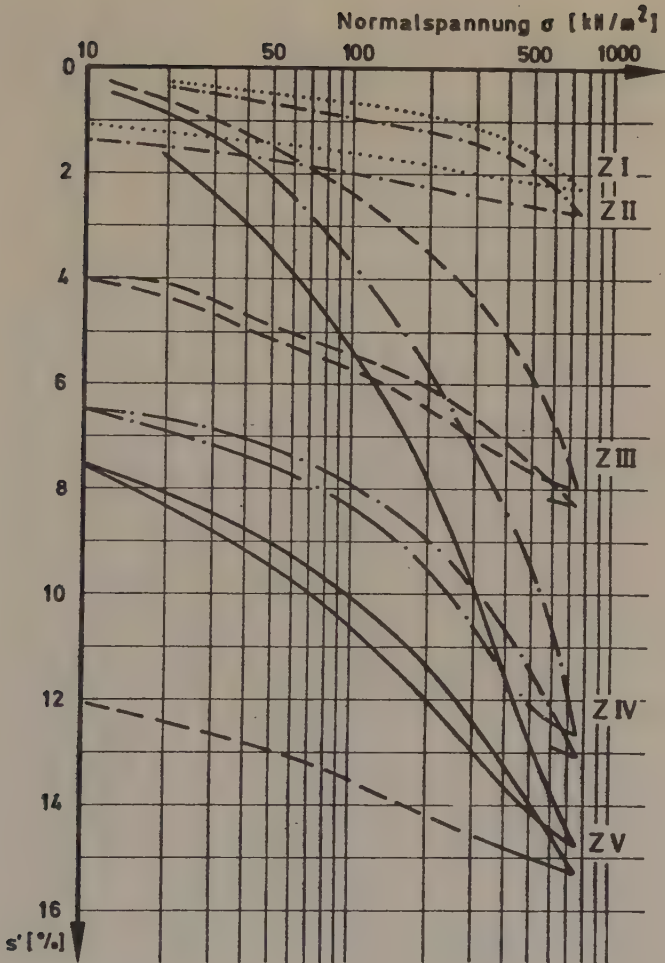


Abb. 22 :

Druck-Setzungslinien Z I - Z V

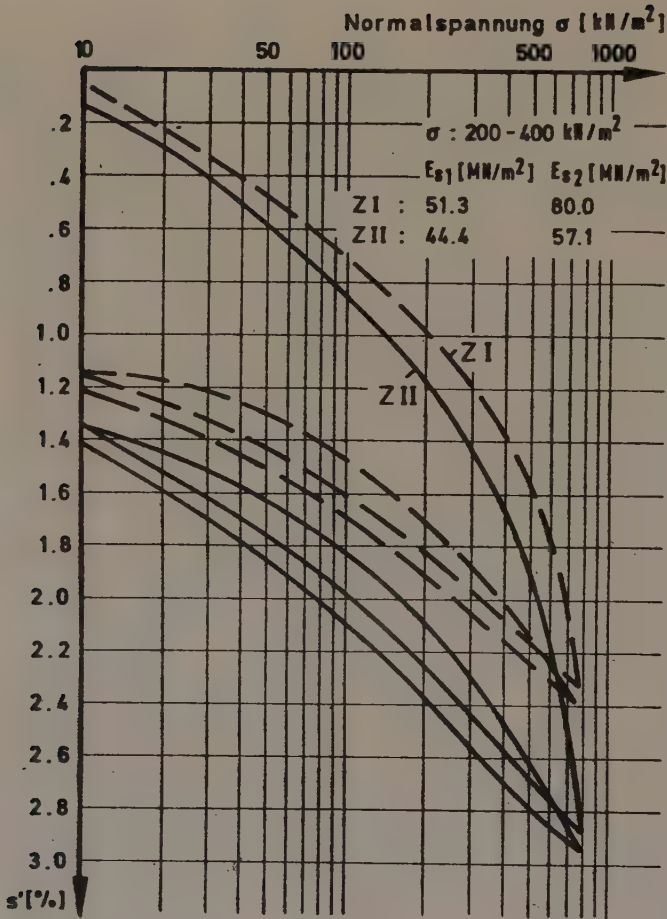


Abb. 23 :

Druck-Setzungslinien

Vergrößerte Darstellung
der Zone Z I u. Z II

dagegen zeigten zum Teil eine relativ große Sofortsetzung. Weitere Setzungen werden als Primärsetzungen bezeichnet; sie sind durch das Ausströmen des überschüssigen Porenwassers bedingt. Dadurch verlagert sich allmählich der Druck auf das Korngerüst und am Ende des Konsolidationsprozesses ist der Porenwasserdruck theoretisch gleich null. Da bei den vorhandenen Geräten zur Durchführung der KD-Versuche Porenwasserdruckmessungen nicht möglich waren, wird hier auf die Dreiaxialversuche hingewiesen, bei denen unter anderem Porenwasserdruck und Volumenänderungen der Probe gemessen wurden (s. Kap. 5.14.3.). Der zeitliche Verlauf der Primärsetzung hängt neben der Probenhöhe auch von der Wasserdurchlässigkeit des untersuchten Bodens ab. Nach Beendigung der Primärsetzung tritt noch eine weitere minimale Setzung auf, die sogenannte Sekundärsetzung. Zu dieser letzten Setzung kommt es dadurch, daß der die Bodenkörner umhüllende Wasserfilm (= $\pm$ fest gebundenes Wasser) verformt wird und zu kriechen beginnt. Deswegen wird die Sekundärsetzung auch als Kriechsetzung bezeichnet.

5.13.4. VERGLEICH DER ZEITSETZUNGSKURVEN DER UNTERSCHIEDLICHEN VERWITTERUNGZONEN

Jede Verwitterungszone zeigt charakteristische Zeitsetzungskurven mit unterschiedlichen Sofort-, Primär- und Sekundärsetzungsbeträgen. Die Gesamtsetzung jeder Zone ist ebenfalls verschieden. Dabei nimmt die Gesamtsetzung von Z I zu Z V ständig zu. Die Primärsetzung und Konsolidationszeit ist für die einzelnen Verwitterungszonen verschieden. Dies

muß für die Ermittlung von Setzungsgeschwindigkeiten berücksichtigt werden. Je stärker das Material verwittert ist, desto mehr nehmen die Sofortsetzungsbeträge ab und desto früher beginnt die Primärsetzung. Die Konsolidation setzt in den stärker verwitterten Zonen früher ein und wird hier auch später abgeschlossen als in den weniger verwitterten Zonen. Bei den Zonen Z I und Z II mit geringen Verwitterungseinflüssen beginnt die Konsolidation zwar später, wird aber früher abgeschlossen. Weitere Merkmale der Zeitsetzungskurven sowie die Beträge der Sofortsetzung, Primärsetzung und Sekundärsetzung für die einzelnen Verwitterungszonen können nach den herkömmlichen bodenmechanischen Verfahren (s. SCHULTZE & MUHS, 1967) den Abb. 17 - 21 entnommen werden.

5.13.5. DRUCK-SETZUNGS-KURVEN

Beim Kompressionsversuch führt die Zunahme der Belastung zu einer fortschreitenden Setzung und einer Abnahme der Porenzahl. Durch Auftragung der Setzung in Prozent, bezogen auf die Anfangshöhe, einerseits und der Belastung (σ) im logarithmischen Maßstab andererseits, läßt sich das Druck-Setzungs-Verhalten in Kurvenform darstellen. Da die Probe nach dem Einbau in das Kompressionsgerät unter Wasser gesetzt wird, ist bei Entlastung des Materials genügend Wasser vorhanden, so daß eine Schwellung der Probe möglich ist. Wie Abb. 22 und 23 zeigen, ist die Kurvensteigung der Entlastungslinie bzw. Schwelllinien geringer als die der Belastungslinien. Außerdem erreicht die Drucksetzungskurve für die 1. Entlastung auch bei völliger Druckwegnahme nicht wieder

den Ausgangspunkt auf der S'-Achse wie bei Versuchsbeginn. Es zeigt sich also, daß ein Teil der Verformung nicht rückgängig gemacht werden kann. Hierbei spielen wahrscheinlich Gefügeänderungen, die durch Belastung der Probe verursacht werden, sowie die Anpassung des Materials an den Probering eine Rolle. Die Wiederbelastungskurve ist flacher als die Kurve für die Erstbelastung. Die zweite Entlastungskurve läßt erkennen, daß der größte Teil der Verformungen wieder durch Schwellung rückgängig gemacht werden kann. Aus der Druck-Setzungskurve, deren Steigung für verschiedene Belastungsintervalle unterschiedlich stark ist, kann für bestimmte Belastungsbereiche die Steifeziffer E_s (KD-Versuch bei behinderter Seitendehnung) aus dem Verhältnis von $\Delta\delta$ zu ΔS ermittelt werden.

Für die verschiedenen Verwitterungszonen wurden die Steifeziffern für die Erstbelastung (E_{s_1}) und Wiederbelastung (E_{s_2}) innerhalb des Lastbereichs von 200 - 400 kN/m² aus den entsprechenden Druck-Setzungskurven ermittelt (Tab. IV). In Abb. 24 sind diese Steifeziffern in Abhängigkeit von der Tiefe dargestellt. Daraus läßt sich ersehen, daß die Steifeziffer mit fortschreitender Verwitterung, d.h. von Z I bis Z V, sowohl für die Erst- als auch für die Wiederbelastung abnimmt. Die Steifeziffer steht damit in direktem Zusammenhang mit dem Verwitterungszustand der jeweiligen Verwitterungszone. Außerdem ist eine gute Korrelation mit den bodenmechanischen Parametern, die für die Verdichtbarkeit des Materials maßgebend sind, möglich (Tab. IV).

Der Opalinuston war früher von einem Gesteinsstapel von ca. 400 m (und evtl. mehr) Mächtigkeit belastet. Dies würde einer geologischen Vorbelastung von ca.

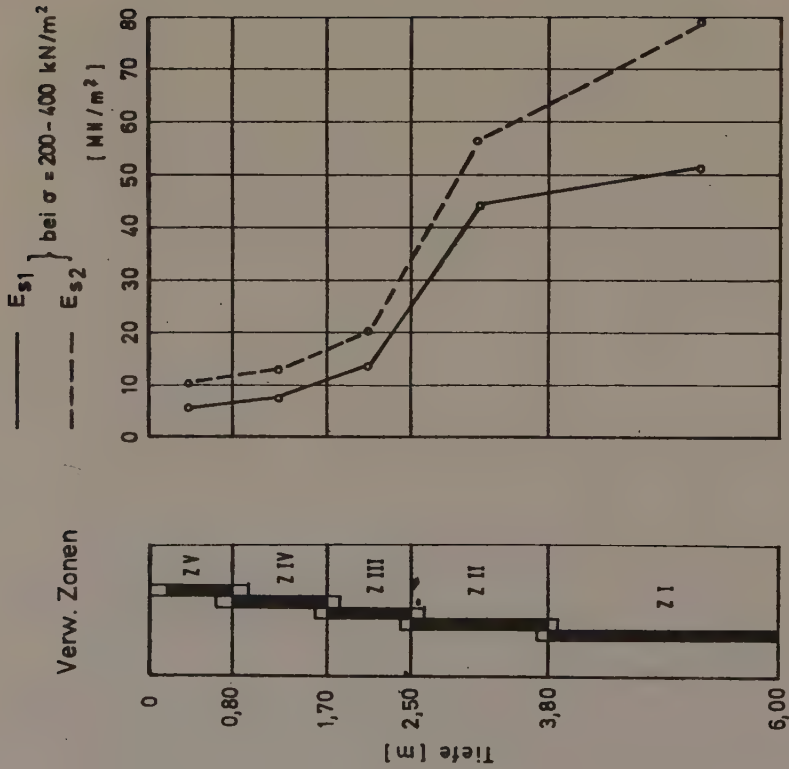


Abb. 24:

10 MN/m² entsprechen. Aus diesem Grunde lassen sich für unverwittertes Material bei den herkömmlichen Versuchsspannungen nur relativ geringe Setzungen erwarten.

5.14. SCHERFESTIGKEITSVERSUCHE

5.14.1. EINLEITUNG

Die Scherfestigkeit bindiger Böden stellt in der Praxis einen wichtigen Parameter für die Lösung von Standsicherheitsproblemen dar. Die Ermittlung dieses Parameters ist schwierig, da er von sehr vielen Faktoren abhängt. Dabei spielen die chemische und mineralogische Zusammensetzung des Materials, der Wassergehalt, die ATTERBERG'SCHEN Grenzen, der Sättigungsgrad, die Porenziffer, das Ionenaustauschvermögen, das Gefüge und die Belastungseinflüsse der geologischen Vorgeschichte eine große Rolle. Das heißt also, daß die Scherfestigkeit von allen physikalischen und physikochemischen Kräften, die zwischen den Materialkomponenten wirksam sind, sowie von sämtlichen Eigenschaften des Materials selbst beeinflußt wird. Außerdem wirken sich die versuchstechnischen Bedingungen sehr stark aus, wie z.B. Versuchsgeräte, Versuchsart und Ungestört-heit der Probe. Es ist jedoch möglich, durch Verwendung geeigneter Präzisionsgeräte und durch sorgfältige Durchführung der Versuche die Scherfestigkeit des Materials mit hinreichender Genauigkeit zu ermitteln.

Da die Scherfestigkeit von vielen bodenmechanischen Faktoren abhängt, ist mit Hilfe dieses Parameters ebenfalls eine Einteilung des Verwitterungsprofils

in verschiedene Verwitterungszonen möglich. Hierfür wurde die Festigkeit mittels direkter Scherversuche, Dreiaxialversuchen und Zylinderdruckversuchen bestimmt.

5.14.2. DIREKTER SCHERVERSUCH

5.14.2.1. VERSUCHSANORDNUNG

Das Rahmenschergerät besteht aus einem oberen feststehenden Rahmen und einem unteren Rahmen, der in waagrechtlicher Richtung verschiebbar ist. Durch einen Elektromotor kann der untere Teil mit einem konstanten Vorschub bewegt werden. Die Probe befindet sich zwischen zwei Filtersteinen und kann senkrecht belastet werden. Die waagrechte Scherspannung wirkt in der vorgegebenen Ebene des schmalen Spaltes zwischen den beiden Rahmen. Durch drei installierte Meßuhren können Setzung, Verschiebung und Scherspannung gemessen werden.

5.14.2.2. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Alle Versuche wurden als "entwässerte Langsamscher- versuche" durchgeführt. Die ungestörten Proben werden dabei nach der unter 5.12.2.1. beschriebenen Methode in den Scherrahmen eingebaut. Die Kantenlänge der Proben beträgt 6 cm, ihre Höhe 2,6 cm.

Nach dem Einbau der Probe wird das Material durch das Auflegen von Gewichten und der dadurch verursachten Normalspannung konsolidiert. Die Aufbringung der Belastung erfolgt stufenweise bis die jeder Laststufe zugehörige Konsolidation erreicht ist. Dabei wird die Vertikalverformung der Probe registriert. Für die folgende Abscherung der Probe muß durch Versuche die zulässige Abschergeschwindigkeit nach der von HORN (1964), bzw. SCHULTZE & MUHS (1967) vorgeschlagenen Methode ermittelt werden (Kap. 5.14.3.2.4.). Um die Einflüsse des Porenwasserdrucks, der das Versuchsergebnis beeinträchtigt,

auf ein Minimum zu beschränken, wurde die Abscher-
geschwindigkeit noch etwas kleiner gewählt als die
bei den Vorversuchen ermittelte Geschwindigkeit.
Bei der vorliegenden Arbeit wurden die Proben aus
Zone Z I und Z II mit $V = 0.05 \text{ mm/min.}$ und aus
Zone Z III - Z V mit $V = 0.01 \text{ mm/min.}$ abgeschert.

5.14.2.3. VERSUCHSERGEBNISSE

5.14.2.3.1. EINLEITUNG

Die Grundlagen für die Auswertung der Scherfestig-
keit schuf COULOMB (1773). Diese wurden u.a. durch
TIEDEMANN (1932), TERZAGHI (1925, 1936), HORSLEV
(1936, 1937), SKEMPTON & BISHOP (1951), OHDE (1956)
und BOROWICKA (1962) weiterentwickelt (vgl. A. HORN
1964, SCHULTZE & MUHS 1967). Nach COULOMB setzt
sich die Scherfestigkeit aus den beiden Parametern
Reibungsfestigkeit und Kohäsion (Haftfestigkeit)
zusammen.

$$\tau = c + \delta n \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

τ = Scherfestigkeit

c = Kohäsion

δn = Normalspannung in der
Scherfläche beim Bruch

φ = Reibungswinkel

TERZAGHI (1925, 1936) hat das Gesetz der wirksamen
Spannungen theoretisch nachgewiesen, während dieses
Gesetz erstmals mittels Versuchen von HVORSLEV
(1936/1937) seine Bestätigung fand.

$$\delta' = \delta - p_w$$

δ' = wirksame Spannung

δ = gesamte Spannung

p_w = Porenwasserdruck.

Die Coulomb'sche Scherfestigkeitsgleichung wurde durch TERZAGHI (1936) umformuliert; nach kleinen Verbesserungen durch OHDE (1949) und SKEMPTON & BISHOP (1951) wurde schließlich folgende Beziehung aufgestellt:

$$\tau = c' + \delta' n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

τ = Scherfestigkeit

c' = wirksame Kohäsion

$\delta' n$ = wirksame Normalspannung in
der Scherfläche

φ' = wirksamer Reibungswinkel

Obwohl von verschiedenen Autoren inzwischen die Unterteilung der Scherfestigkeit in Kohäsion und Reibungsfestigkeit kritisiert wird, zählen der wirksame Reibungswinkel und die wirksame Kohäsion immer noch zu den wichtigen Parametern in der Bodenmechanik.

5.14.2.3.2. AUSWERTUNG

Zur Auswertung der Versuche und Ermittlung der wirksamen Kohäsion und des wirksamen Reibungswinkels wird die Coulomb'sche Gerade wie folgt konstruiert: Drei Proben mit gleichem Wassergehalt, auf die jeweils eine andere Belastung aufgebracht war, wurden abgeschert. Für jede Zone wurden zwei Versuchsserien durchgeführt. Die dabei ermittelten maximalen Scherfestigkeitswerte werden gegen die entsprechenden Normalspannungen aufgetragen. Durch Verbindung dieser Koordinaten wird die Coulomb'sche Gerade konstruiert. Der Winkel zwischen Coulomb'scher Geraden und einer Horizontalen dazu ergibt den Reibungswinkel. Durch den Schnittpunkt der Coulomb'schen Geraden mit der Ordinate erhält man die Kohäsion c (Abb. 25 - 29).

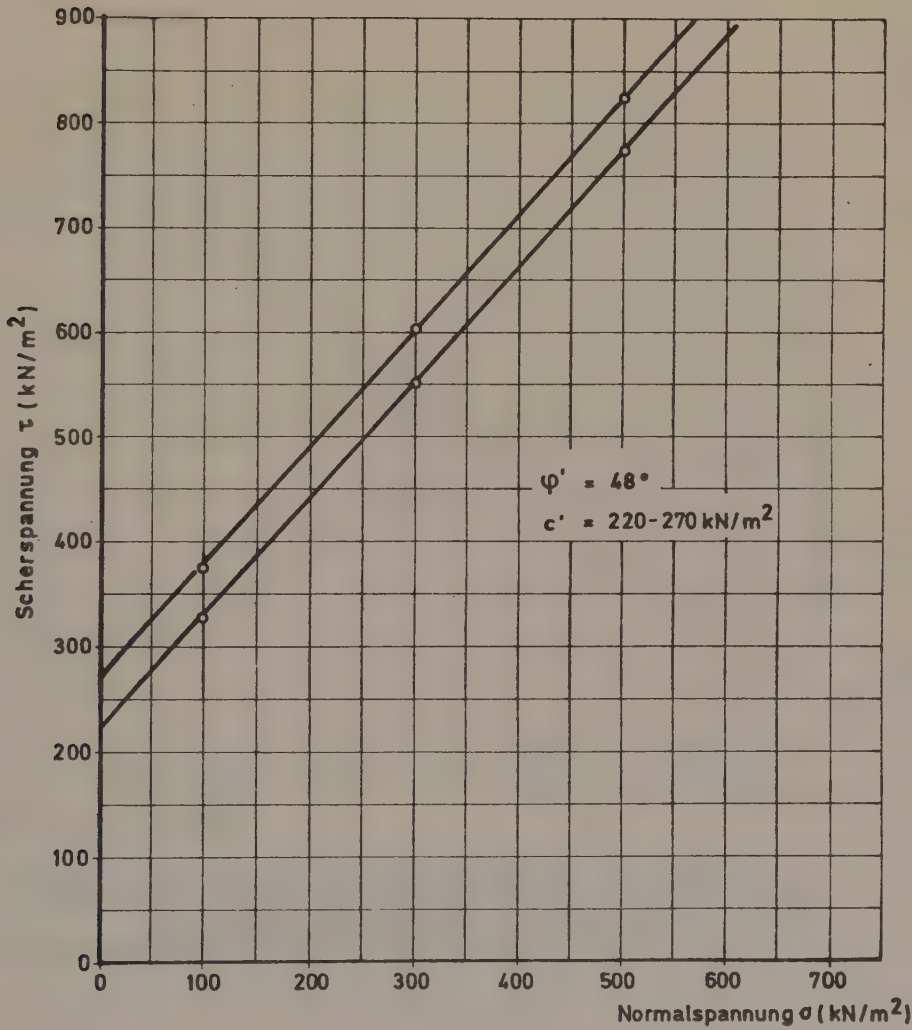


Abb. 25: Direkter Scherversuch mit ungestörtem Material Verwitterungszone Z1

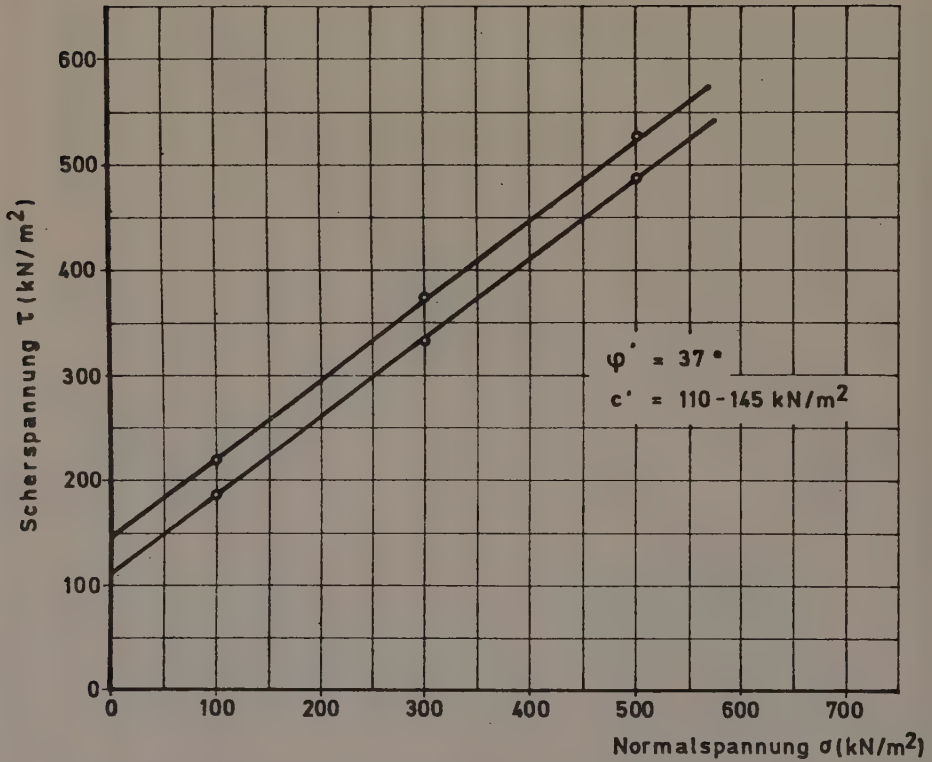


Abb.26: Direkter Scherversuch mit ungestörtem Material Verwitterungszone ZII

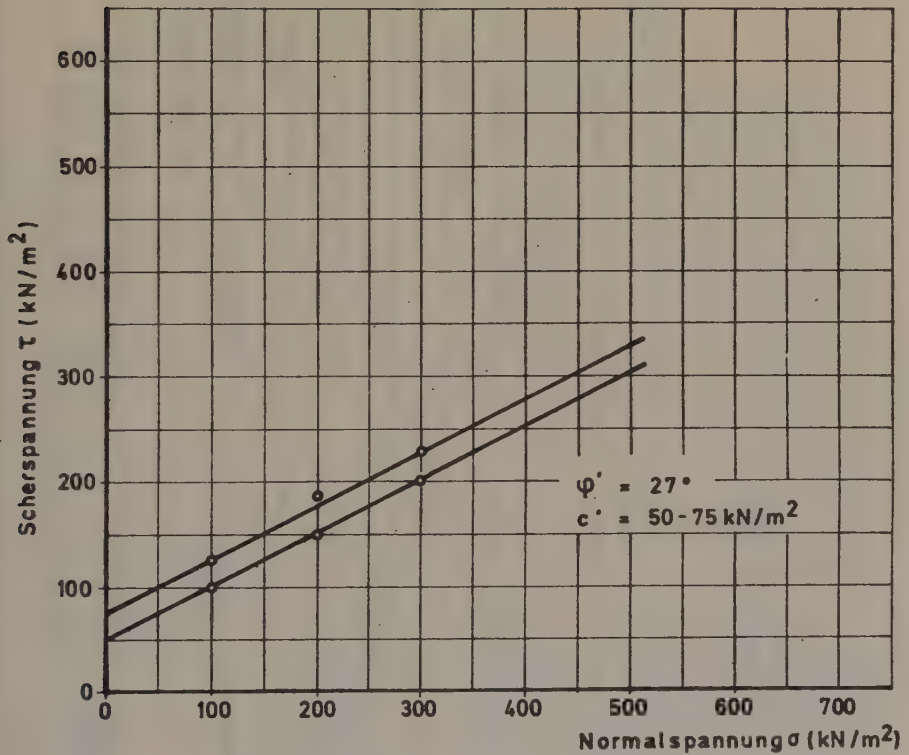


Abb.27: Direkter Scherversuch mit ungestörtem Material Verwitterungszone Z III

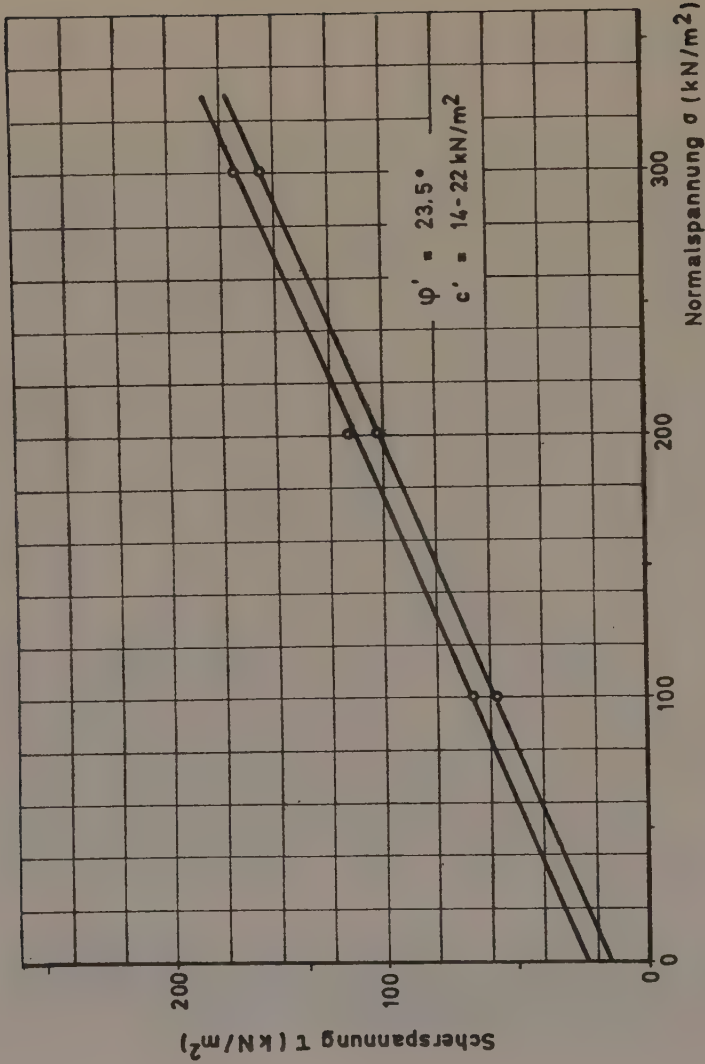


Abb. 28: Direkter Scherversuch mit ungestörtem Material verwitterungszone ZIV

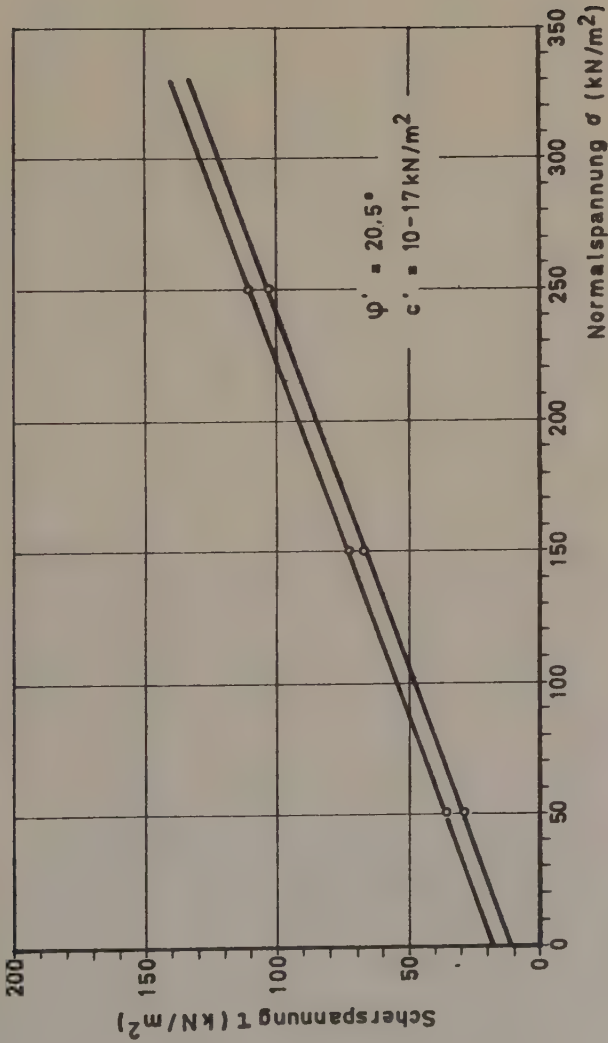


Abb. 29: Direkter Scherversuch mit ungestörtem Material Verwitterungszone ZV

Bei gleichem Versuchsmaterial zeigen die σ -Werte im allgemeinen wenig Streuung. Die c -Werte dagegen schwanken je nach Verwitterungszone mehr oder weniger stark (Abb. 25 - 29 und Tab. III). Die Durchschnittswerte von ψ' und c' der jeweiligen Verwitterungszonen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der CD- und CU-Dreiaxialversuche hinsichtlich des wirksamen Reibungswinkels (ψ') und der Kohäsion (c') (Abb. 47 und 48, Tab. III sowie Kap. 5.14.3.3.2.2.). Die Ursache liegt vor allem darin, daß die Fehlermöglichkeiten bei den direkten Scherversuchen weitgehend ausgeschaltet wurden. Vor allem wurde darauf geachtet, daß durch eine angemessene langsame Vorschubgeschwindigkeit kein Porenwasserüberdruck in der Probe gebildet wurde.

Wie Abb. 30, 47 und 48 zeigen, ist eine Abhängigkeit der Scherparameter von der Tiefe und somit auch von den Verwitterungszonen sehr deutlich. Ausschlaggebend sind hierfür die durch den Verwitterungsprozess verursachten Änderungen der physikalischen und physikochemischen Kräfte sowie der bodenmechanischen Eigenschaften. Insgesamt wird deutlich, daß eine Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Verwitterungszustand gegeben ist. Eine Zerstörung des Materialgefüges durch die Verwitterung führt dabei zu einer gleichzeitigen starken Abnahme der Scherfestigkeit. Die Gründe dafür, weshalb der Scherparameter vom Verwitterungszustand des Materials abhängig ist, werden im Kap. 5.14.3.3.2.2. näher erläutert.

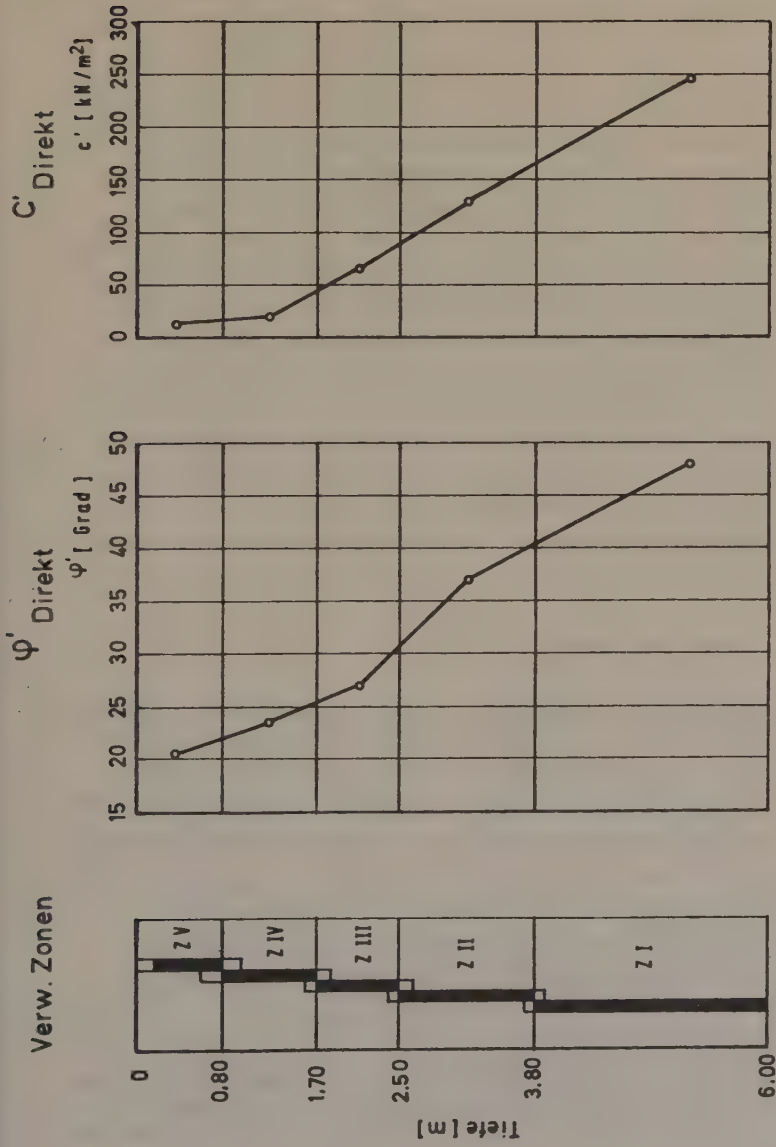


Abb.30: Zuordnung der Durchschnittswerte der Scherparameter ϕ' u. c' zu den einzelnen Verwitterungszonen

5.14.3. DREIAXIALE DRUCKVERSUCHE

5.14.3.1. EINLEITUNG

Beim dreiaxialen Druckversuch können die in situ vorliegenden Spannungsverhältnisse für den Baugrund hinreichend genau nachgeahmt werden. Der Dreiaxialversuch unterscheidet sich vom direkten Scherversuch durch eine andere Versuchsanordnung. Während im direkten Scherversuch die Bodenprobe von starren Seitenwänden umgeben ist, wird sie im Dreiaxialgerät durch einen regulierbaren allseitigen Druck (σ_3) umschlossen. Beim dreiaxialen Druckversuch können u.a. die Porenwasserdrücke, Verformungen sowie Spannungszustände der Probe während des Versuchs genauer bestimmt und kontrolliert werden. Außerdem können sich die Bruchflächen während des Abschervorganges frei ausbilden.

5.14.3.2. VERSUCHSANORDNUNG

Die Versuche wurden an einem Dreiaxialversuchsstand der Firma Paul Stenzel durchgeführt. Es war möglich, die Versuche gleichzeitig in 3 Zellen zu fahren. Die Zellen bestehen aus einem Plexiglaszylinder, dessen Öffnungen mit einer stabilen Fußplatte (Sockel) und der Kopfplatte geschlossen und diese mittels 4 Schrauben und Gummiringen wasserdicht eingespannt werden. Die zylindrische Bodenprobe steht senkrecht in der Zellenachse auf einem dafür vorgesehenen Sockel. Sie wird durch eine Gummihülle vor der Zellflüssigkeit geschützt. Diese ist auch gegen die unterhalb gelegene Kraftmeßdose sowie gegen den oberhalb gelegenen Belastungsstempel abgedichtet. Die Bodenprobe wird durch zwei Filtersteine abgedeckt, durch die die Probe entwässern kann. Beim geschlossenen System kann der entstehende Porenwasserdruck über einen Druckmessgeber gemessen werden. Kraft- und Porenwasserdruckregler arbeiten nach dem Prinzip der Dehnungsmeßstreifen. Der verwendete Weggeber basiert dagegen auf dem Prinzip der induktiven

Wegmessung. Nach dem Füllen der Druckzelle mit Wasser kann durch Pressluft ein allseitiger Zell-
druck aufgebracht werden. Für die Regelung des Zu-
flusses von destilliertem und entlüftetem Wasser
wird ein einfacher Druckregler verwendet. Der axiale
Druck (δ_z) kann unabhängig vom Zelldruck durch Be-
lastung des axialen Druckstempels, und zwar in der
Regel durch Vorgabe der Geschwindigkeit des Stempel-
vorschubes aufgebracht und reguliert werden. Die
elektrischen Meßgrößen werden von den einzelnen
Gebern zu einem Meßschrank geleitet. Hier können
Kolbenkraft, Porenwasserdruck und Kolbenweg mit
Datum, Uhrzeit sowie Meßstellennummer registriert
werden. Der Ausdruck der jeweiligen Meßdaten kann
in beliebigen Zeitabständen gewählt werden. Die Aus-
gabe der Daten erfolgt auf Druckstreifen sowie auf
Lochstreifen. Die Meßdaten auf den Lochstreifen
wurden in einem Rechenprogramm verarbeitet. Eine
Systemskizze eines Dreiaxialgerätsstandes (nur für
eine Zelle dargestellt) mit eingebauter Volumen-
messzelle gibt Abb. 31 wieder. Für die detaillierte
Beschreibung des Dreiaxialgerätes wird auf BISHOP
& HENKE (1962), HORN (1964), SCHULTZE & MUHS (1967),
ODENDAHL (1968) sowie THAMM (1974) hingewiesen.

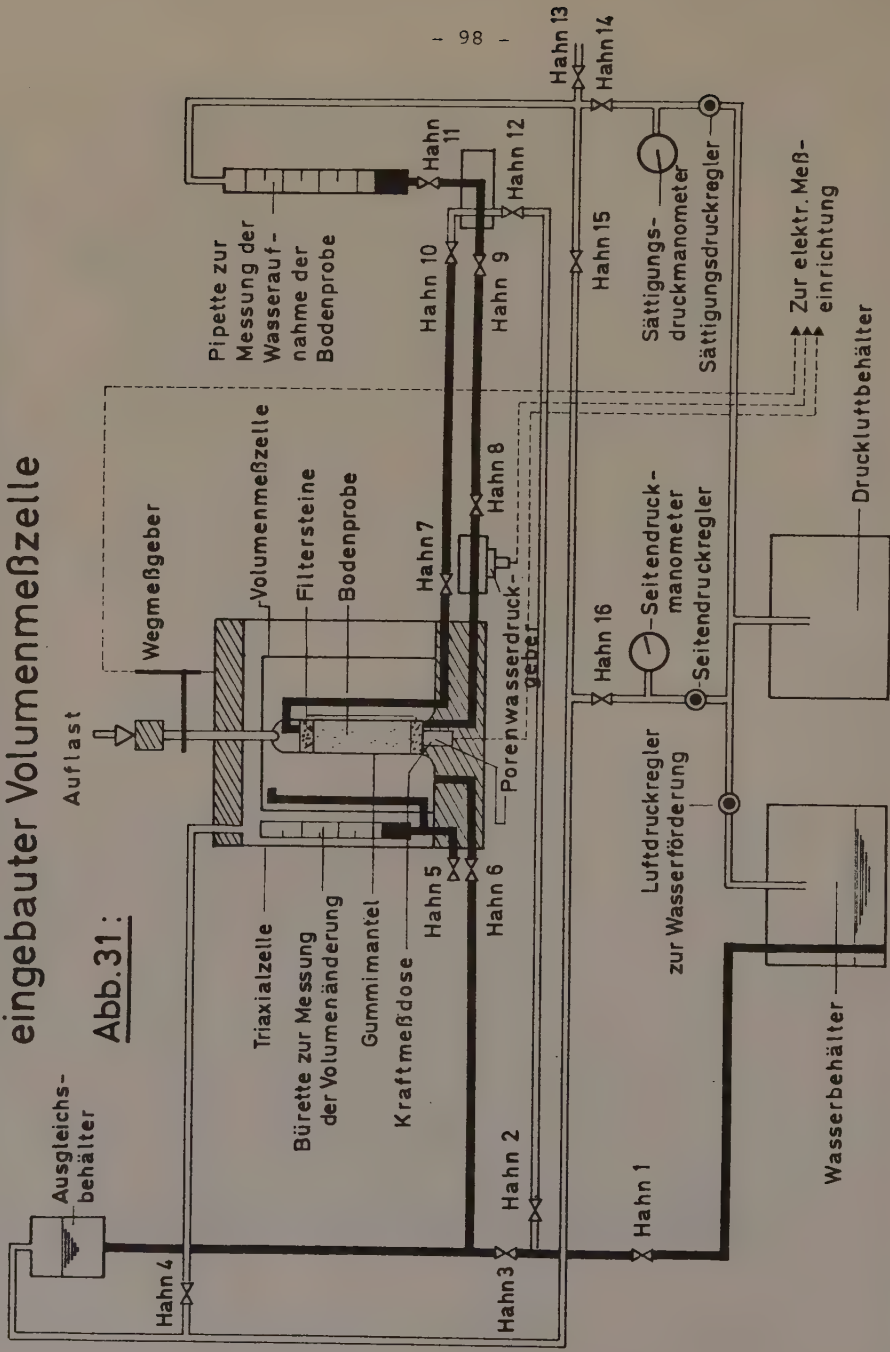
5.14.3.3. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

5.14.3.3.1. PROBENHERSTELLUNG UND PROBENEINBAU

Für die Herstellung von zylindrischen Versuchskörpern
von 3,6 cm Durchmesser und 9 cm Höhe wird ungestörtes
Material erst mit dem Messer so weit aus dem Proben-
block herausgeschnitzt, daß die Probe geringfügig
größer ist als die obengenannten Maße. Dann wird die
Probe in eine Maßlehre eingespannt und mit Hilfe
eines scharfen Abziehlineals werden die Seiten-
flächen form- und maßgerecht gestaltet (Taf. I6c)).
Beide Endflächen werden parallel zueinander und
rechtwinklig zur Zylinderachse zugeschnitten. Danach
wird die Probe gewogen und mit Hilfe einer Schiebe-
lehre werden ihre genauen Abmessungen bestimmt. Von
dem beim Ausschneiden der Probe anfallenden Material
können bodenmechanische Grundwerte bestimmt werden.

eingebauter Volumenmeßzelle

Abb. 31:



Es muß hier erwähnt werden, daß das Material der Zonen Z IV und Z V wegen seiner geringeren Konsistenz leicht zu bearbeiten ist. Dagegen bereitet das Material aus den Zonen Z I und Z II wegen seiner festeren Konsistenz, besonders durch linsenförmig eingelagerte kieselhaltige harte Bänder, große Schwierigkeiten beim Probeneinbau. Daher waren große Sorgfalt und viel Zeitaufwand nötig, um ungestörte, form- und maßgerechte Versuchskörper herzustellen. Das Material aus Z I hatte so harte Einlagen, daß die Proben mit einer Gesteinsäge zugeschnitten werden mußten. Die meisten Schwierigkeiten machte das schieferige Material des unteren bis mittleren Bereiches der Zone III. Das Material war zwar hier einerseits nicht so fest wie das in den wenig verwitterten Zonen (Z I und Z II), andererseits aber auch nicht so weich wie das in den stark verwitterten Zonen (Z IV und Z V). Es war hier unmöglich, ungestörte Proben herzustellen, da bei geringer Krafteinwirkung auf das Material dieses sofort in kleinste Teile zerfiel. Aus diesem Grund konnten im unteren Bereich der Zone III keine Dreiaxialversuche durchgeführt werden.

Da die drei Proben gleichzeitig eingebaut werden müssen, werden sie bis zum Einbau unter Glashauben aufbewahrt, um sie vor Austrocknung zu schützen (Taf. I (d)). Um die Konsolidation zu beschleunigen und um einen raschen Ausgleich des Porenwasserdruckes zu ermöglichen, wurden angefeuchtete Filterpapierstreifen (etwa 60 % der Gesamtmantelfläche) angebracht. Außerdem werden die beiden Endflächen der Probe mit nassem Filterpapier bedeckt. Anschließend wird eine Gummihülle mit Hilfe eines Standard-Einbau-Zylinders (MUHS 1957, BISHOP & HENKEL 1962) über die Probe gezogen.

Vor Installierung des Prüfkörpers in die Dreiaxialzelle wird das Porenwasserdruck-Meßsystem entlüftet, d.h. entlüftetes Wasser wird so lange durch alle Leitungen gedrückt, bis keine Luftblasen mehr entweichen. Dann wird die vorbereitete Bodenprobe auf den dafür vorgesehenen Sockel gestellt. Die Gummimembran, welche die Probe umhüllt, wird über die Probe hinaus auf das Kopf- und Fußstück des Gerätes gezogen und durch O-Ringe befestigt. Anschließend wird der Zellmantel aufgesetzt und festgeschraubt und die Zelle mit entlüftetem Wasser gefüllt (Abb. 31, Hahn 1, 3, 6 geöffnet). Da man nicht unmittelbar beobachten kann, ob der Stempel tatsächlich im Kopfstück satt anliegt, wird eine kleine Axialkraft auf die Probe aufgebracht. Wenn die Kraftmessdose diesen Druck sofort anzeigt, liegt der Stempel im Kopfstück an.

5.14.3.3.2. SÄTTIGUNGSVERFAHREN

Im allgemeinen stellt die Bodenprobe ein Dreiphasensystem dar. Sie setzt sich aus einer festen, einer flüssigen und einer gasförmigen Phase zusammen (im allgemeinen aus Mineralien bzw. Bodenpartikeln, Wasser und Luft). Aus praktischen Gründen ist es nicht ohne weiteres möglich, den Porenluftdruck zu messen. Somit ist sicher eine Bestimmung der tatsächlich vorhandenen wirksamen Spannungen sehr schwierig und zumeist mit großen Fehlern verbunden. Das Problem wird durch Anwendung des back-pressure-Verfahrens gelöst, wobei die Porenflüssigkeit unter so großen Druck gesetzt wird, daß sich die Luft in ihm molekulardispers löst. Hierdurch wird ein Zwei-Phasensystem geschaffen, in dem eine genaue Bestimmung der wirksamen Spannungen ermöglicht wird (s. u.a. BJERRUM &

HUDER 1957, LOWE & JOHNSON 1960, HORN 1964 und ODENDAHL 1968).

Bei Aufbringung des Sättigungsdruckes ist es wesentlich, so zu verfahren, daß das Korngefüge nicht gestört wird. Das Problem wird dadurch gelöst, daß der Sättigungsdruck durch die Porenwasserleitungen in einer Art Gegendrucksystem auf die Bodenproben gebracht und gleichzeitig in der Dreiaxialzelle ein gleich großer Gegendruck (δ_3) erzeugt wird. Hierbei löst sich die vorhandene Porenluft im Porenwasser und die frei werdenden Hohlräume werden von Wasser ausgefüllt. Der erforderliche Gegendruck ist von der Sättigungszahl des Materials abhängig.

PROBENSÄTTIGUNG

Zur vollständigen Sättigung der Proben aus den Zonen Z I - Z V waren (nach dem Diagramm von LOWE & JOHNSON (1960 S. 825)) Gegendrucke zwischen 450 - 650 kN/m^2 erforderlich. Durch Vorversuche wurde festgestellt, daß es sinnvoll ist, für alle Proben einheitliche Gegendrucke von 800 kN/m^2 zu verwenden. Aus technischen Gründen wurde der Seitendruck um etwa 10 - 20 kN/m^2 höher gewählt als der Porenwasserdruck, damit die Gummihülle zu jedem Zeitpunkt fest an der Probe anlag. Bei gleich groß eingestelltem Zell- und Porenwasserdruck ist nämlich die Gefahr groß, daß durch technische Unwägbarkeiten die Gummihülle aufgeblasen bzw. der Randbereich der Probe beschädigt wird. Porenwasserdruck und Zelldruck wurden stufenweise jeweils um 100 kN/m^2 erhöht. Nach jeder Erhöhung des Druckes wurde 5 - 15 Minuten gewartet, damit sich der Porenwasserdruck innerhalb der Probe ausgleichen konnte. Der Endsättigungsdruck nach Aufbringen der letzten

Laststufe wurde ca. 10 - 16 Stunden aufrechtgehalten, damit sich zwischen Porenwasserdruck und Zelldruck ein vollkommenes Gleichgewicht einstellte.

Wie Abb. 31 zeigt, sind für die Aufbringung des Sättigungsdruckes die Zellen und Sättigungsdrucksysteme durch Öffnen von Hahn 15 miteinander verbunden. Weiter sind die Hähne 4, 7, 8, 9, 10, 11, 14 und 15 geöffnet. Die Hähne 1, 2, 3, 5, 6, 12 und 13 sind dagegen geschlossen. Der Sättigungsdruckregler wird auf den gewünschten "back-pressure" eingestellt. Ob die Probe vollständig mit Wasser gesättigt ist, wird durch den B-Test festgestellt. Als Grundlage für den B-Test dient die SKEMPTON-Formel. B ist hier definiert als das Verhältnis der Zellendruckänderung ($\Delta \delta_3$) zur Poreninnendruckänderung (ΔU). Für $B = 1$ gilt $\Delta \delta_3 = \Delta U$; das bedeutet jedoch nichts anderes, als daß jede Zelldruckänderung eine gleich große Porenwasserdruckänderung nach sich zieht. Es werden erst die Hähne 4, 7 und 8 geschlossen. Dann werden durch Schließung von Hahn 15 die beiden Drucksysteme voneinander getrennt. Danach wird Hahn 16 geöffnet und durch Seitendruckregler der Seitendruck um δ_3 erhöht. Durch Öffnen des Hahnes 4 wird die Seitendruckerhöhung sofort am Porenwasserdruck-Meßgerät angezeigt, aber nur dann, wenn die Probe völlig gesättigt ist, d.h. keine Porenluft mehr in der Bodenprobe enthalten ist.

5.14.3.3.3. KONSOLIDATION

Bei wassergesättigten Böden (Zweiphasensystem) wird die äußere Belastung zunächst vom Porenwasser allein getragen. Anfangs entsteht der äußeren Belastung entsprechend ein Porenwasserüberdruck, der mit fortschreitender Zeit je nach Art der äußeren Belastung nach Durchlässigkeit des Bodens, nach den Abmessungen der Probe und nach den Entwässerungsmöglichkeiten abgebaut wird. In zunehmendem Maße wird dann das Korngerüst an der Lastübertragung be-

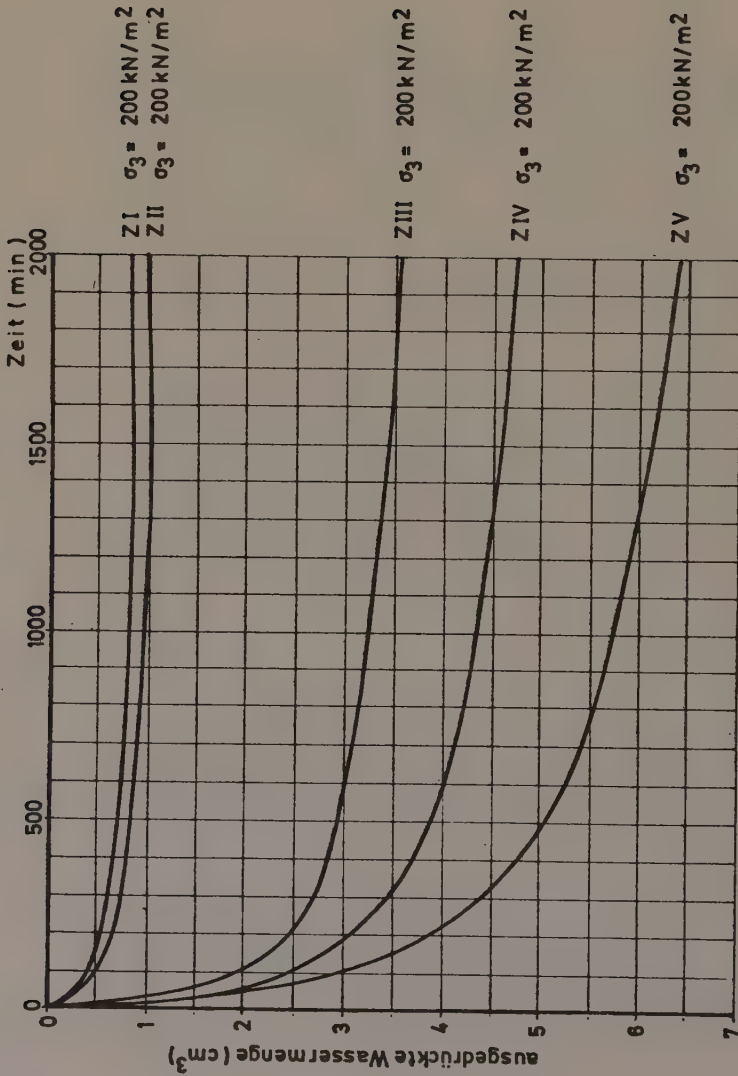
teiligt. Die wirksame Spannung erreicht ihren höchsten Wert, wenn der Porenwasserüberdruck gleich null geworden ist.

Die in das Dreiaxialgerät eingebaute Bodenprobe wird nach der Sättigung unter einen allseitigen (= isotropen) Konsolidationsdruck ($\delta_1 = \delta_2 = \delta_3$) gesetzt und bei geöffneten Entwässerungssystemen konsolidiert.

Wie die Abb. 31 zeigt, sind dann bei der verwendeten Apparatur folgende Hähne geöffnet: 4, 7, 8, 9, 10, 11, 13 und 16. Folgende Hähne bleiben geschlossen: 2, 3, 5, 6, 12, 14 und 15.

Der Seitendruckregler wird auf den gewählten Konsolidationsdruck eingestellt. Die Konsolidationsdrücke, bei stärker verwitterten Zonen zwischen $50 - 200 \text{ kN/m}^2$, bei wenig verwitterten Zonen zwischen $200 - 600 \text{ kN/m}^2$ wurden den Sättigungsdrücken überlagert. Um Kontrolle der Konsolidationsvorgänge und um den Verlauf der wirksamen Spannungen zu erhalten, wurden die Änderungen des Porenwasserdruckes sowie die Menge des ausgepressten Wassers gemessen. Der Porenwasserdruck wurde am Fuße der Probenkörper gemessen. Die Menge des ausgepressten Wassers und somit die Volumenänderung der Probe wurden hingegen an einer Bürette abgelesen. Die während der Konsolidierung ausgepresste Wassermenge wurde für $\delta_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ in Abhängigkeit von der Zeit für verschiedene Zonen aufgetragen.

Der Konsolidationsdruck wurde so lange auf der Probe belassen, bis der Porenwasserüberdruck abgeklungen war und keine nennenswerten Wasserauspressungen mehr stattfanden (Abb. 32). Der Verlauf der Kurve ist für



Beim Konsolidieren ausgedrückte Wassermenge in
Abhängigkeit von der Zeit

verschiedene Zonen unterschiedlich. Das Material der Zone I und II benötigt je nach Konsolidationsdruck bis zum Abschluß der Konsolidation zwischen 1000 - 1500 Minuten. Dagegen beträgt die Konsolidationszeit in den Zonen Z III, Z IV und Z V über 2000 Minuten (2200 - 2500).

5.14.3.3.4. ABSCHEREN

Bei konstantem Seitendruck δ_3 (= isotroper Konsolidationsdruck) wird nun nach Abklingen der Konsolidierung der lotrechte Belastungsdruck (δ_1) mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit gesteigert. Da die Abschergeschwindigkeit die Scherfestigkeit beeinflussen kann (s. u.a. HORN 1964), wird erst die zulässige Abschergeschwindigkeit für die CD-Versuche nach GIBSON & HENKEL (1954) und BISHOP & HENKEL (1962) ermittelt. Nach den genannten Autoren stehen die Konsolidationszeit eines Bodens und die zulässige Abschergeschwindigkeit in direktem Zusammenhang, da die beiden genannten Faktoren von der Durchlässigkeit des Bodens, den Abmessungen der Probe und von den Entwässerungsmöglichkeiten abhängen.

Aus der Konsolidationskurve wird die Zeitdauer bis zur völligen Konsolidation (= 100) ermittelt. Nach Berechnung der bis zum Bruch erforderlichen Zeit (t_f) wurde die zulässige Abschergeschwindigkeit (v) für das Material aus verschiedenen Verwitterungszonen berechnet. Die Berechnungen wurden nach folgenden Gleichungen durchgeführt:

$$(1) \quad t_f = \frac{H^2}{\eta \cdot C_v (1 - U_f)}$$

$$(2) \quad C_v = \frac{\pi \cdot Ha^2}{\xi \cdot t_{100}}$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (1) und (2) erhält man:

$$(3) \quad t_f = \frac{H^2 \cdot \xi \cdot t_{100}}{\eta \cdot \pi \cdot (Ha)^2 \cdot (1 - U_f)}$$

$$(4) \quad v = \frac{s' \cdot h}{t_f}$$

Darin bedeuten:

t_f = Zeit bis zum Bruch der Probe

C_v = Konsolidationskoeffizient

V = Zulässige Abschergeschwindigkeit

H = $\frac{h}{2}$ halbe Probenhöhe vor dem Abscheren

Ha = halbe Probenhöhe vor der Konsolidierung

η, ξ = Faktor, abhängig von den Drainage-Bedingungen

U_f = Höhe des Porenwasserdrucks während des Abscherens

t_{100} = Länge der Zeit bis zur 100 %igen Konsolidation

s' = bezogene Setzung während des Bruchs
($\delta_1 - \delta_3$) max.

h = Probenhöhe vor dem Abscheren

Die bei der Berechnung von t_f und V verwendeten Ausgangswerte für die Proben aus den verschiedenen Verwitterungszonen sind in Tabelle V wiedergegeben.

Tab. V: Zusammenstellung der für die Berechnung von t_f und v verwendeten Ausgangswerte

	Z I	Z II	Z III	Z IV	Z V
H	44,49	44,42	44,23	44,0	43,90
Ha	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
s'	0,018-0,06	0,02-0,065	0,04-0,07	0,085	0,09
h	88,98	88,84	88,46	88,0	87,8
η	32	32	32	32	32
ξ	64	64	64	64	64
U_f	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
t_{100}	75	85	100	145	160

Für die Berechnung der bis zum Bruch erforderlichen Zeit t_f sowie der zulässigen Abschergeschwindigkeit v wird für Zone I ein Beispiel angeführt.

$$t_f = \frac{H^2 \cdot \xi \cdot t_{100}}{\eta \cdot \pi \cdot (Ha)^2 \cdot (1 - U_f)} = \frac{(44,49)^2 \cdot 64 \cdot 75}{32 \cdot 3,14 \cdot (45)^2 \cdot (0,05)} = 933 \text{ Min.}$$

$$v = \frac{s' \cdot h}{t_f} = \frac{0,06 \cdot 88,98}{933} = 0,00573 \text{ mm/min.}$$

Die Berechnungen, die für Proben aus den verschiedenen Verwitterungszonen durchgeführt wurden, ergeben folgende t_f - und V-Werte:

Tab. VI: t_f - und V-Werte der einzelnen Verwitterungszonen

	Z I	Z II	Z III	Z IV	Z V
t_f	933	1055	1230	1765	1939
V	0.00573	0.00547	0.00503	0.00423	0.0040

Damit bei den CU-Versuchen der Porenwasserdruckausgleich innerhalb der Probe sicher gewährleistet ist und damit bei den CD-Versuchen evtl. auftretende Porenwasserdrücke 5 % der senkrechten Hauptspannungen nicht überschreiten (Toleranz nach BISHOP & HENKEL, 1962) wurden für den CD- und CU-Versuch geringere als die berechneten Abschergeschwindigkeiten gewählt.

Bei den CD-Versuchen wurden daher die Proben mit einer Geschwindigkeit von 0.003 mm/min. und bei den CU-Versuchen mit 0.02 mm/min. abgesichert. Generell kann bei CU-Versuchen etwa 10mal schneller abgesichert werden als bei CD-Versuchen.

Bei CD-Versuchen wird das Abscheren bei geöffneten Entwässerungsleitungen (offenes System) unter konstantem Zelldruck δ_3 durchgeführt. Für die jeweilige Zu-

sammendrückung s' der Bodenprobe wurden Zeit, lotrechte Druckkraft und Volumenänderungen gemessen.

Bei CU-Versuchen wird nach Schließung aller Entwässerungsleitungen (geschlossenes System) abgeschert. Da hierbei eine Volumenänderung nicht möglich ist, treten Porenwasserdrücke beim Abscheren auf. Bei diesen Versuchen wird im Gegensatz zu den CD-Versuchen zusätzlich zu der Zeit und der lotrechten Druckkraft noch der Porenwasserdruck gemessen, um auch hier die wirksamen Spannungen ermitteln zu können.

Bei der benutzten Dreiaxialanlage wurde die Endauschaltung des Gerätes auf 20 % Stauchung der Probe sowie auf die ausgewählten Meßzeitzyklen eingestellt. 3 Proben wurden gleichzeitig vollautomatisch abgeschert. Die Meßdaten wurden dabei auf Lochstreifen gestanzt. Die Auswertung der Meßwerte erfolgte über ein Rechenprogramm. Um den Abschervorgang während des Versuchs laufend kontrollieren zu können, wurden die Meßdaten darüberhinaus auf einen Papierstreifen gedruckt.

5.14.3.4. VERSUCHSERGEBNISSE

5.14.3.4.1. GRUNDLAGEN DER AUSWERTUNG

Die Proben ändern durch Zusammendrückung ihre zylindrische Form und es kommt zu einer uneinheitlichen Spannungsverteilung. Diese Formänderung des Materials, die hauptsächlich durch Reibungskräfte zwischen den Probenenden und den Filtersteinen verursacht wird, führt zu einer Ausbauchung der Probe. Nur die Proben aus den Verwitterungszonen Z IV und Z V zeigten eine geringfügige Ausbauchung. Die übrigen Proben behielten ihre zylindrische Form weitgehend bei und scherten mit geringer Zusammendrückung ab, was auf sprödes Materialverhalten der geringfügiger verwitterten Tonsteine hinweist. Um eine exakte Bestimmung von δ_1 in

der Bruchzone durchführen zu können, wurde nach HORN (1964) von einer mittleren Querschnittsfläche ausgegangen.

Die außerdem notwendigen Werte für die Höhen- und Volumenänderungen erhält man durch den CD-Versuch.

$$h = h_0 + \Delta h$$

$$V = V_0 + \Delta V$$

$$F = \frac{V}{h}$$

Bei CU-Versuchen bleibt das Volumen während des Abscherens konstant. Die Querschnittsfläche F wird als Funktion der Setzung s angegeben.

$$F = F_0 \left(\frac{1}{1-s} \right)$$

Bei CD-Versuchen bleibt das Volumen nicht konstant; außerdem wird die Querschnittsfläche F auch von V abhängig.

$$F = F_0 \frac{1 + \frac{\Delta V}{V_0}}{1-s}$$

Beim Abscheren kann die Hauptspannung δ_1 mittels δ_3 und unter Berücksichtigung der lotrechten Belastung P berechnet werden.

$$\delta_1 - \delta_3 = \frac{P}{F}$$

$$\delta_1 = \frac{P}{F} + \delta_3$$

Die wirksamen Spannungen (δ'_1 und δ'_3) können bei gesättigtem Bodenmaterial durch δ_1 und δ_3 und durch den gemessenen Porenwasserdruck ermittelt werden.

$$\delta'_1 = \delta_1 - u$$

$$\delta'_3 = \delta_3 - u$$

Alle Beziehungen zwischen δ_1 , δ_3 und der Scherfestigkeit können geometrisch durch den MOHR'schen Spannungskreis dargestellt werden (Abb. 33). Bei der Auswertung werden die MOHR'schen Kreise in der Regel

durch ihren Radius ($\frac{\delta_1 - \delta_3}{2}$) und ihre Mittelpunkts-
lage ($\frac{\delta_1 + \delta_3}{2}$) dargestellt (Abb. 34). Die Verbindung
der Scheitelpunkte ergibt die Bruchlinie (= Bruch-
gerade). Die Tangente an die MOHR'schen Kreise bildet
die Schergerade (Abb. 34). Die Bruchlinie und die
Horizontale dazu bilden den Winkel α , wobei der
Tangens des Winkels α gleich $\sin \varphi$ ist.

$$(\operatorname{tg} \alpha = \sin \varphi)$$

Die Kohäsion wird dabei über die Beziehung

$$c = \frac{b}{\cos \varphi} \quad \text{ermittelt.}$$

5.14.3.4.2. DARSTELLUNG UND AUSWERTUNG DER MEßDATEN

5.14.3.4.2.1. SPANNUNGSWEGE (stress-path-method)

Zur Ermittlung der Werte für c' und φ' wurden die
durch Lochstreifen gespeicherten Daten mittels eines
dafür besonders entwickelten Rechenprogramms ausge-
wertet. Die Spannungszustände, die durch die Schei-
telpunkte der MOHR'schen Kreise gekennzeichnet sind,
wurden in einem speziellen Koordinationssystem

$$\left(\frac{\delta_1 - \delta_3}{2} \text{ (Ordinate)} \text{ und } \frac{\delta'_1 - \delta'_3}{2} \text{ (Abszisse)} \right)$$

über Versuchsspuren ermittelt. Bei den CD-Versuchen
bilden die Spuren eine unter 45° geneigte Gerade,
bei den CU-Versuchen infolge des Einflusses des
Porenwasserdruckes eine geschwungene Linie. Da immer
3 identische Proben mit verschiedenen Seitendrücken
(δ_3), aber mit derselben Geschwindigkeit abgesichert
wurden, erhält man 3 Versuchsspuren mit unterschied-
lichen Bruchspannungen. Wie die Abb. 35 - 46 zeigen,
wurden die Bruchlinien mit Hilfe der Versuchsspuren
konstruiert und somit α und b , φ' und c' ermittelt.

Abb.33 : Darstellung der Spannungs-
verhältnisse bei Dreiaxial-
versuchen. (n. Schultze, 1960)

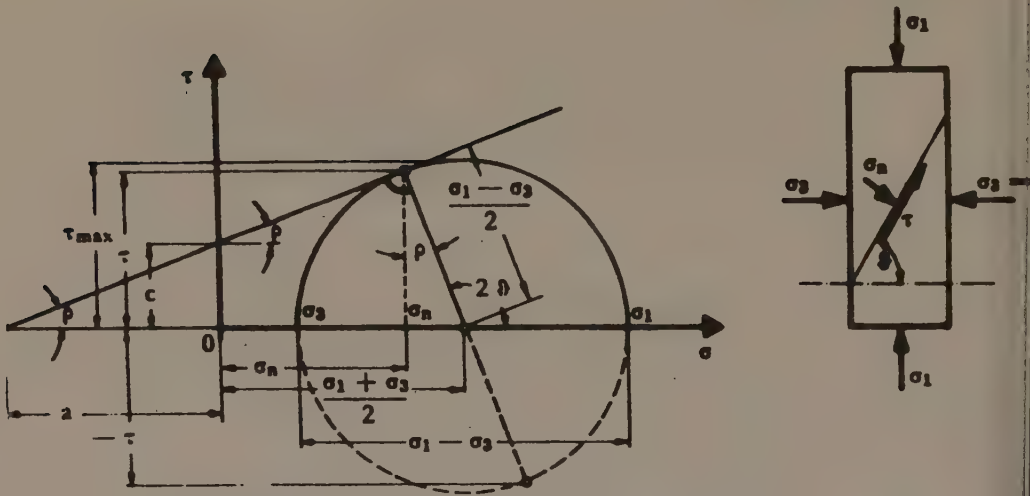


Abb.34: Zusammenhang zwischen
Schergerade und Bruchgerade
(n. Schultze/Muhs, 1967)

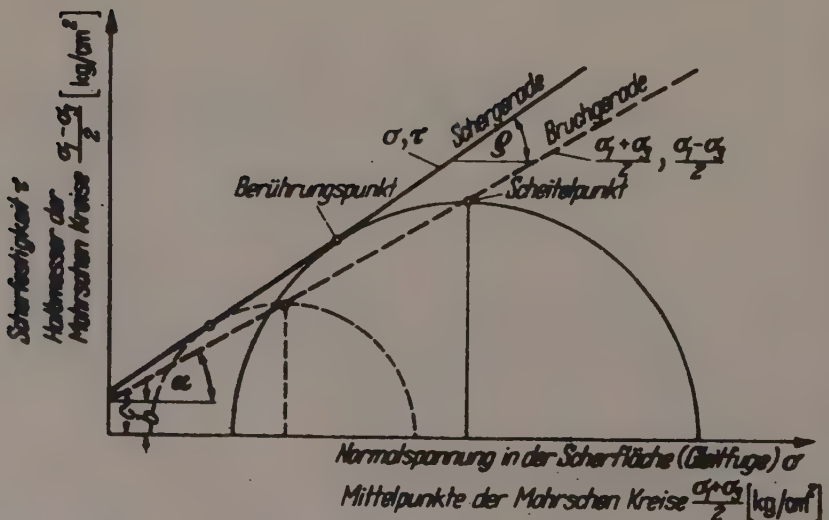
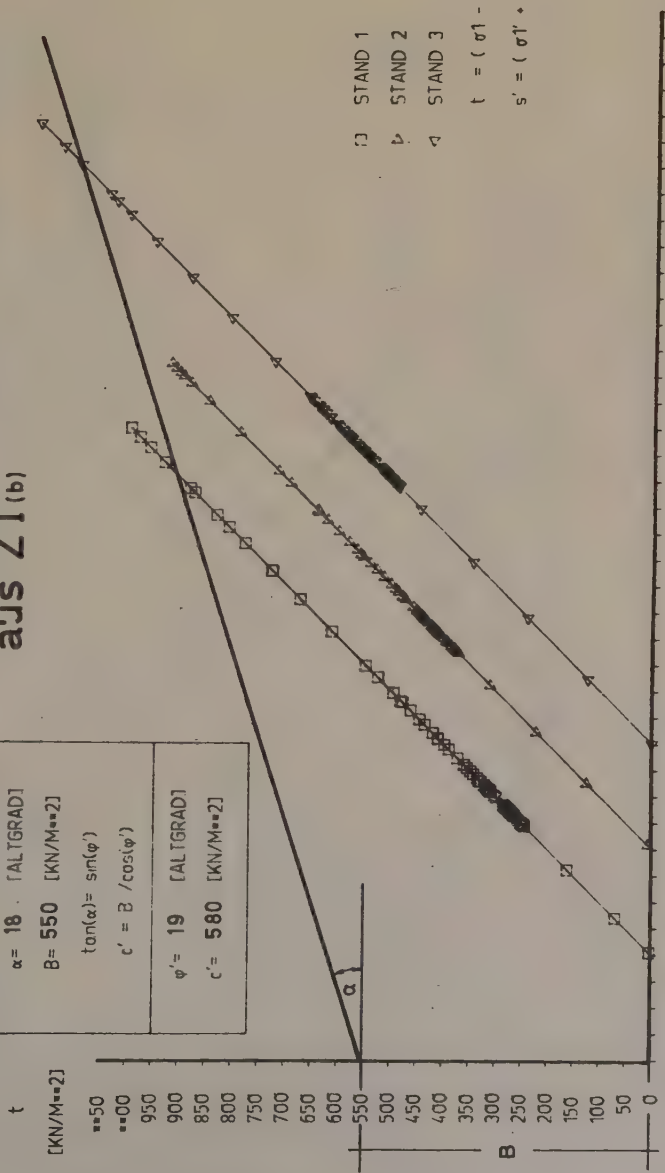


Abb. 35: Ergebnisse von D-Dreiaxialversuchen mit ungestörten Proben aus ZI (b)

$\alpha = 18^\circ$ [AL T GRAD]
$B = 550$ [KN/M**2]
$\tan(\alpha) = \sin(\varphi)$
$c' = B / \cos(\varphi')$
$\varphi' = 19^\circ$ [AL T GRAD]
$c' = 580$ [KN/M**2]



0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 [KN/M**2]

0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 [KN/M**2]

s' [KN/M**2]

Abb. 36: Ergebnisse von CD-Dreialver-
suchen mit ungestörten Proben
aus ZII (a)

$\alpha = 31$ [ALTGRAD]
$B = 270$ [KN/M**2]
$\tan(\alpha) = \sin(\varphi')$
$c' = B / \cos(\varphi')$
$\varphi' = 38.7$ [ALTGRAD]
$c' = 34.5$ [KN/M**2]

t
[KN/M**2]

a=50

a=00

950

900

850

800

750

700

650

600

550

500

450

400

350

300

250

200

150

100

50

0

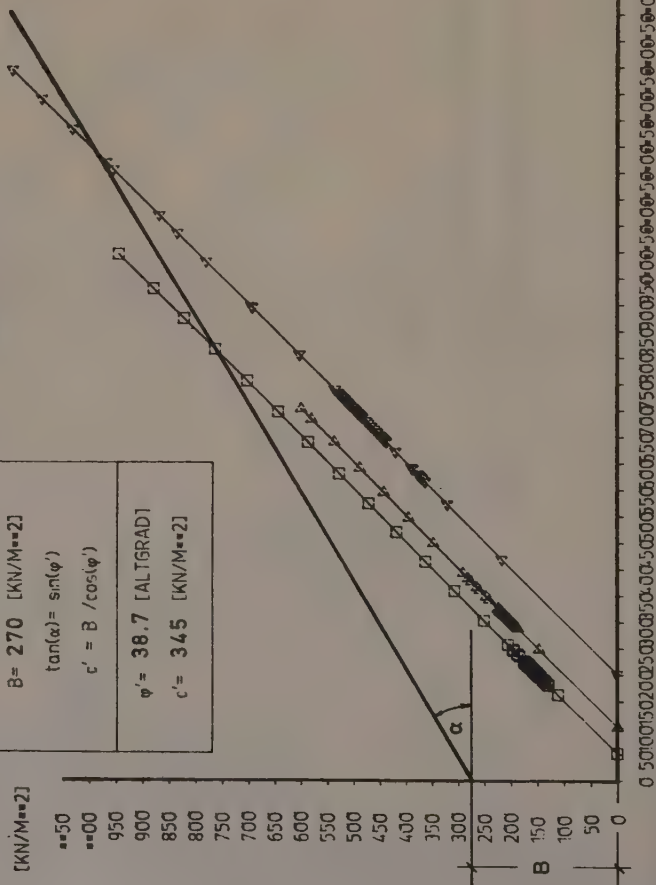


Abb. 37 : Ergebnisse von D-Drei - axialversuchen mit ungestörten Proben aus Z IV (a)

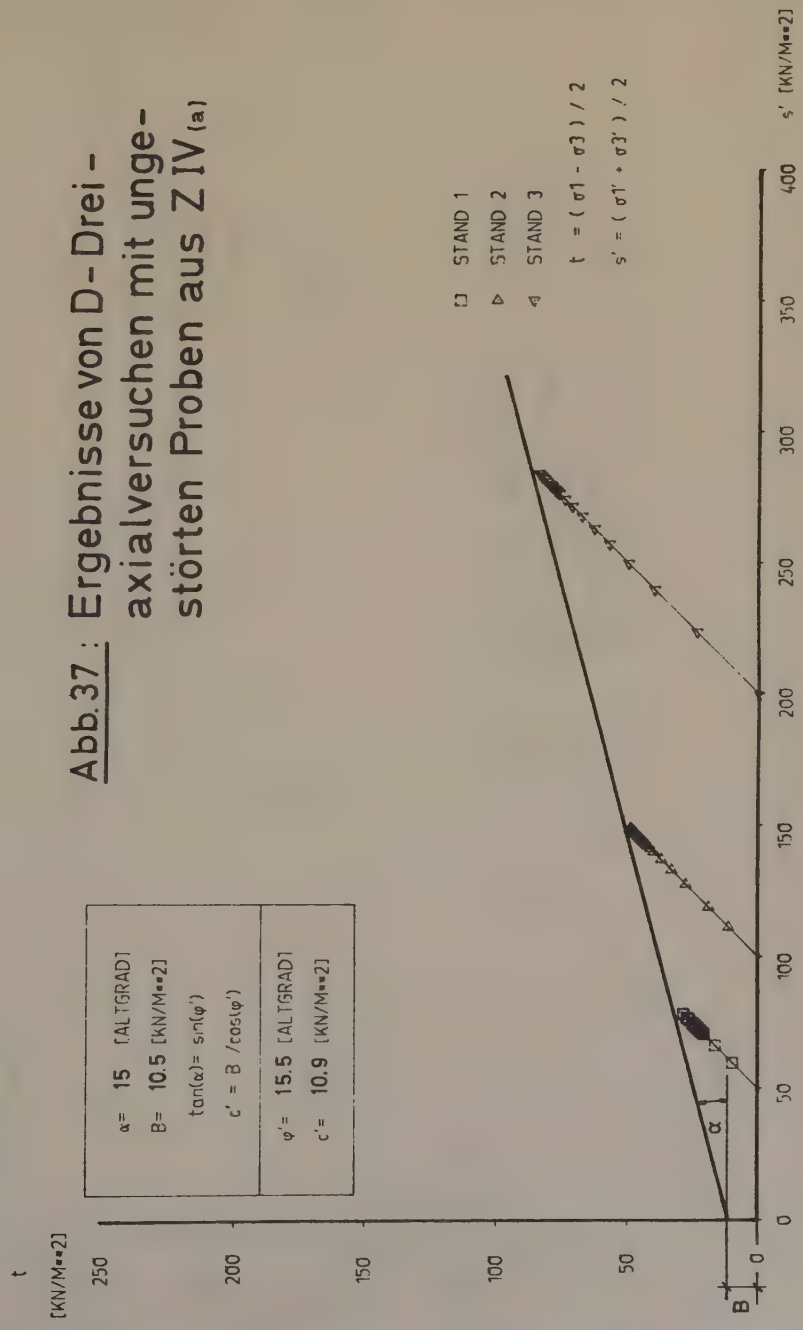
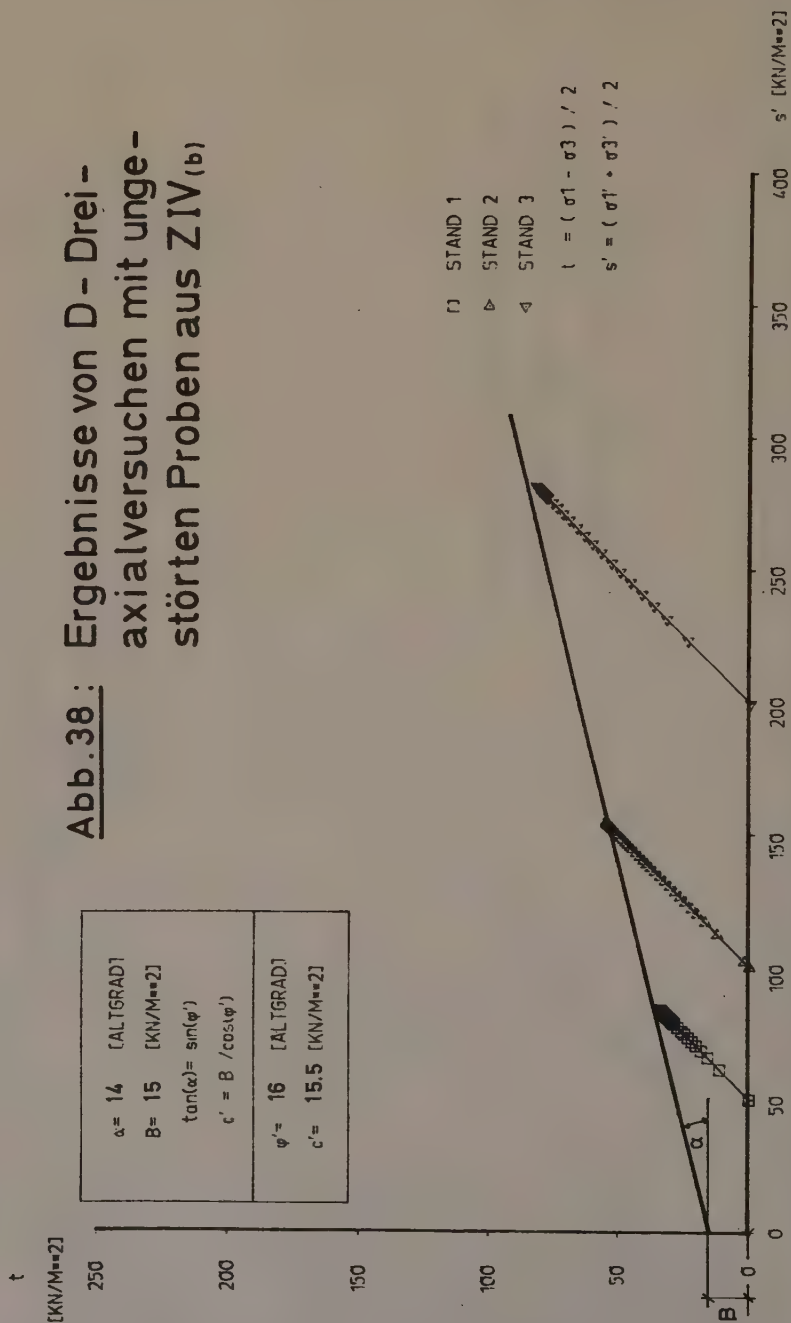


Abb. 38: Ergebnisse von D-Dreiaxialversuchen mit ungestörten Proben aus ZIV_(b)



**Abb.39: Ergebnisse von D-Drei-
axialversuchen mit unge-
störten Proben aus Z IV_(c)**

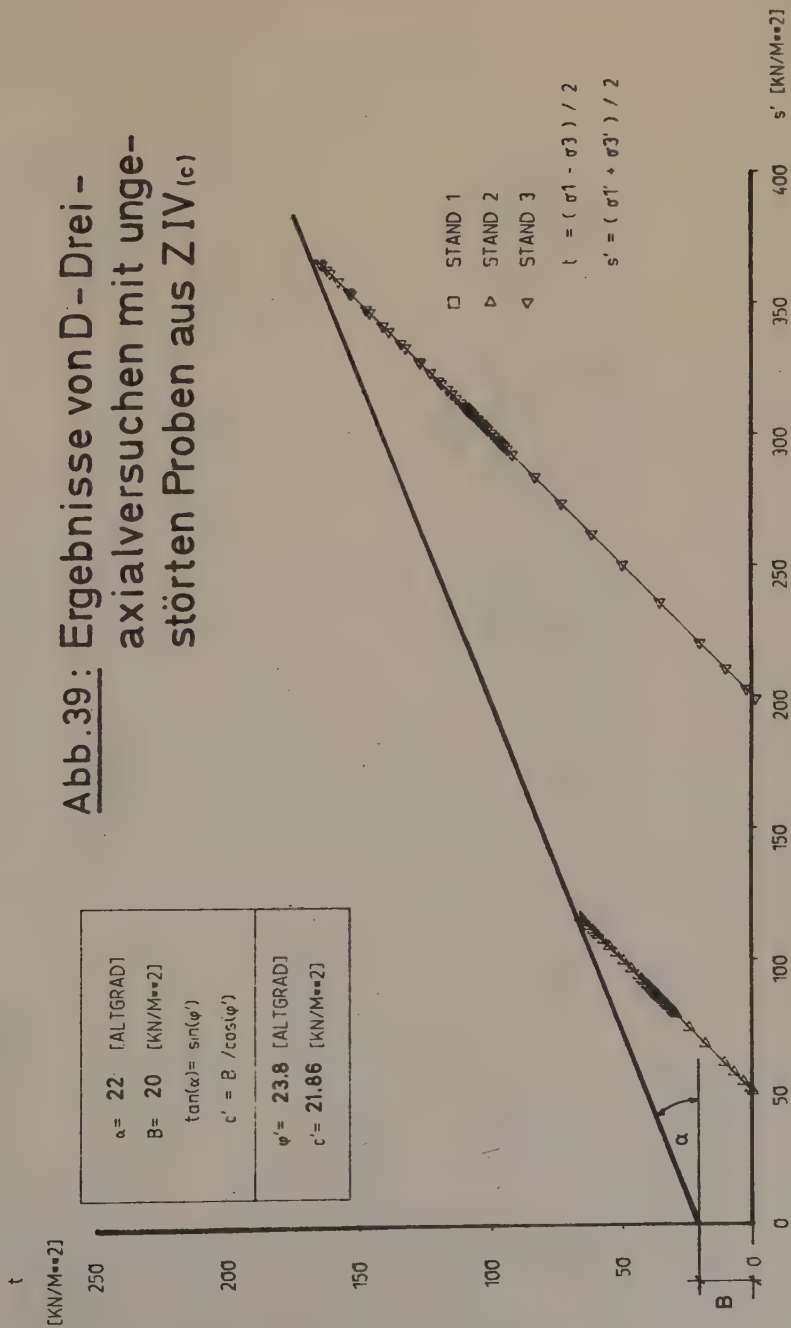


Abb. 40: Ergebnisse von D-Drei-axialversuchen mit ungestörten Proben aus ZV(a)

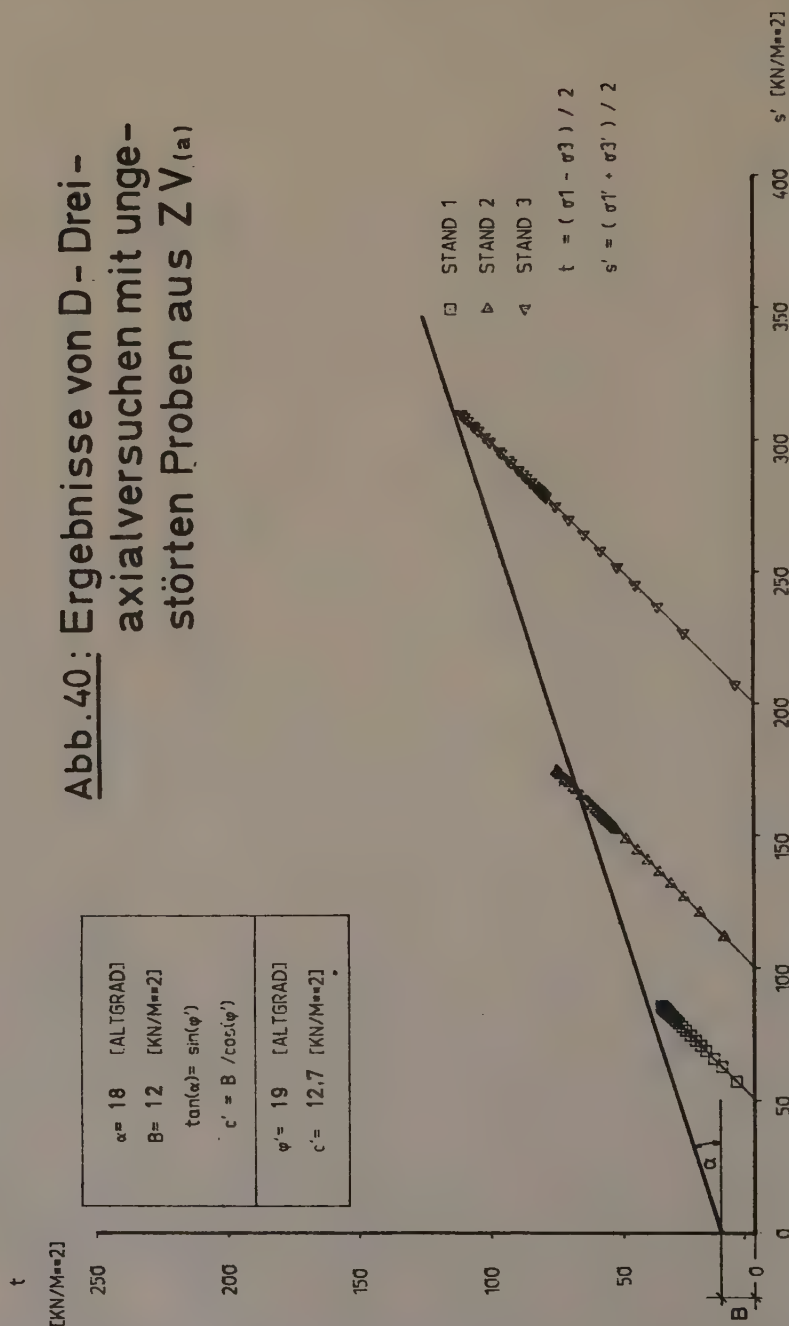


Abb. 41: Ergebnisse von D-Drei-axialversuchen mit ungestörten Proben aus ZV_(b)

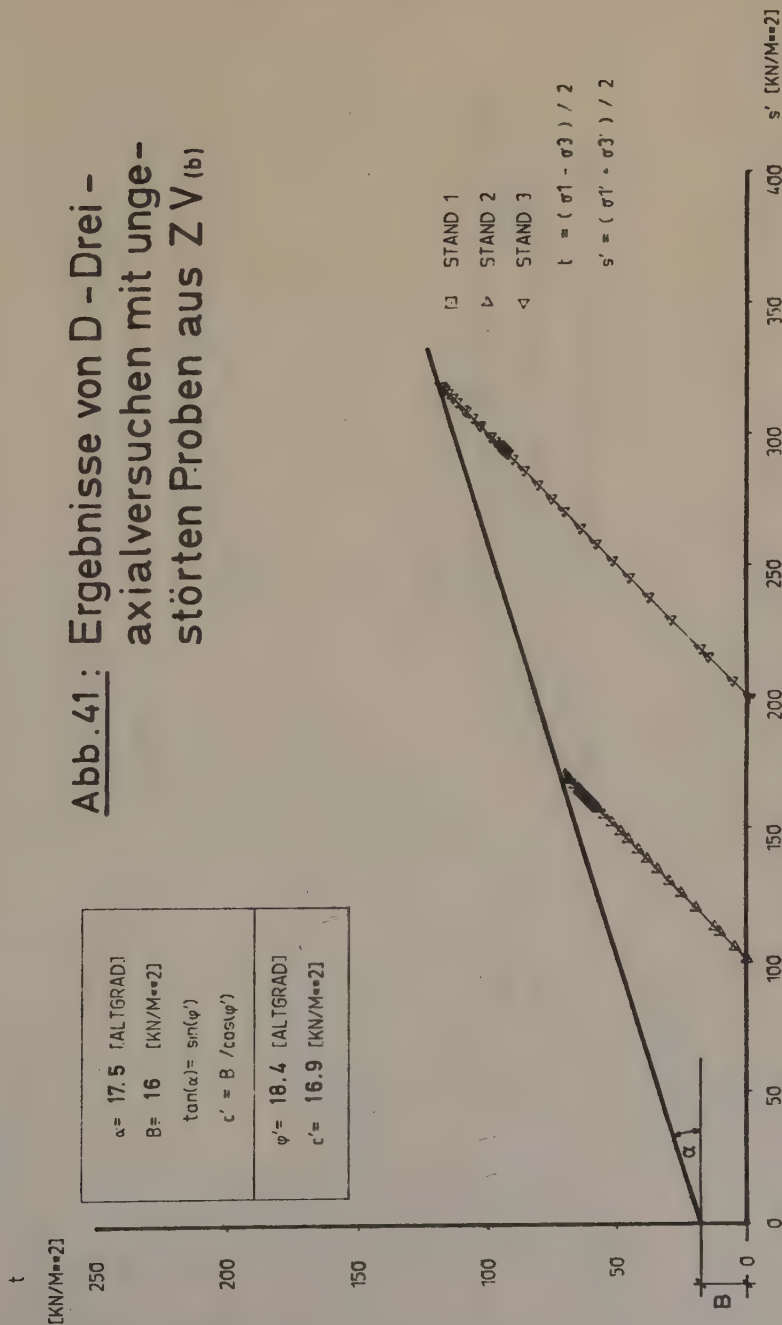


Abb. 42: Ergebnisse von CU-Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z III (a)

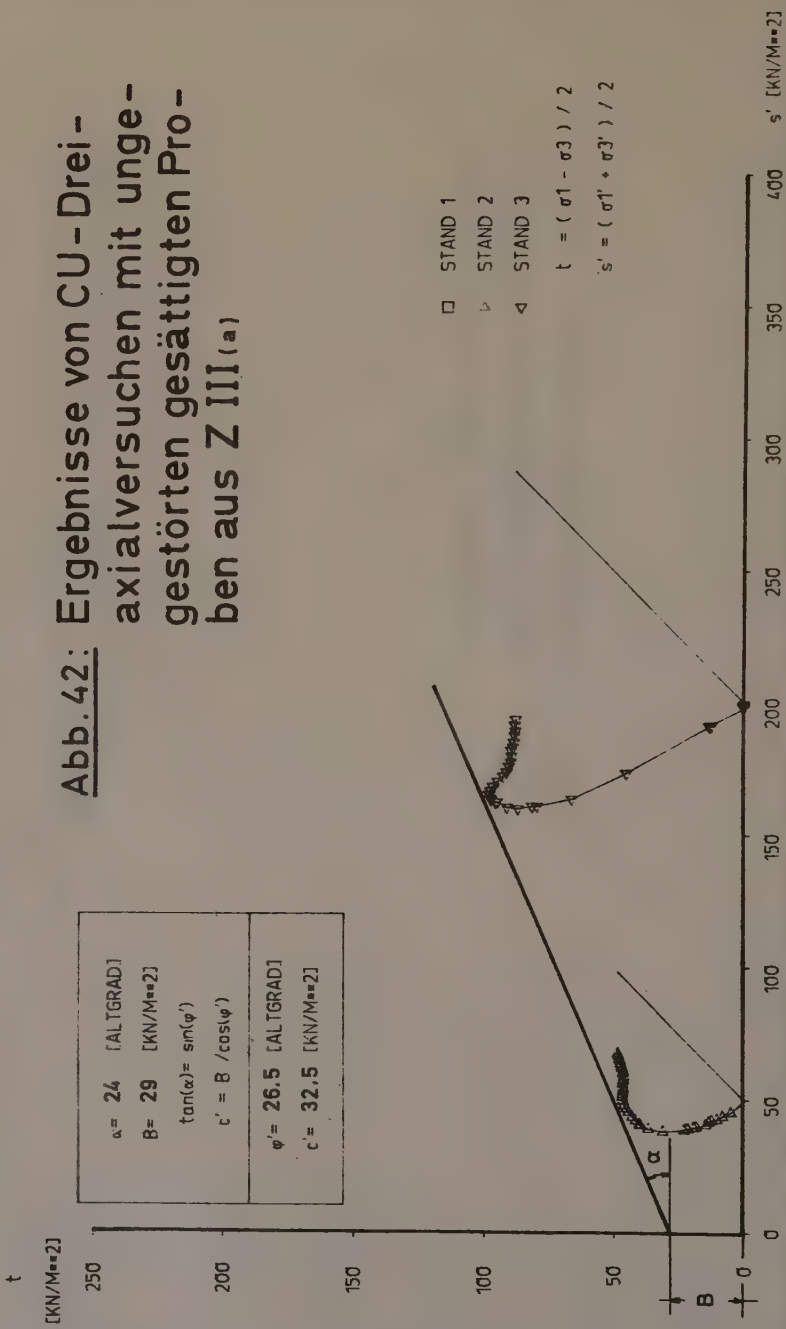


Abb. 43 : Ergebnisse von CU-Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z IV (a)

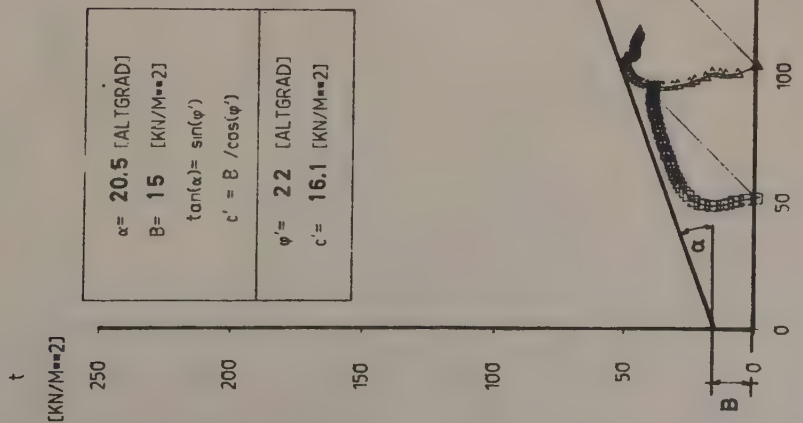
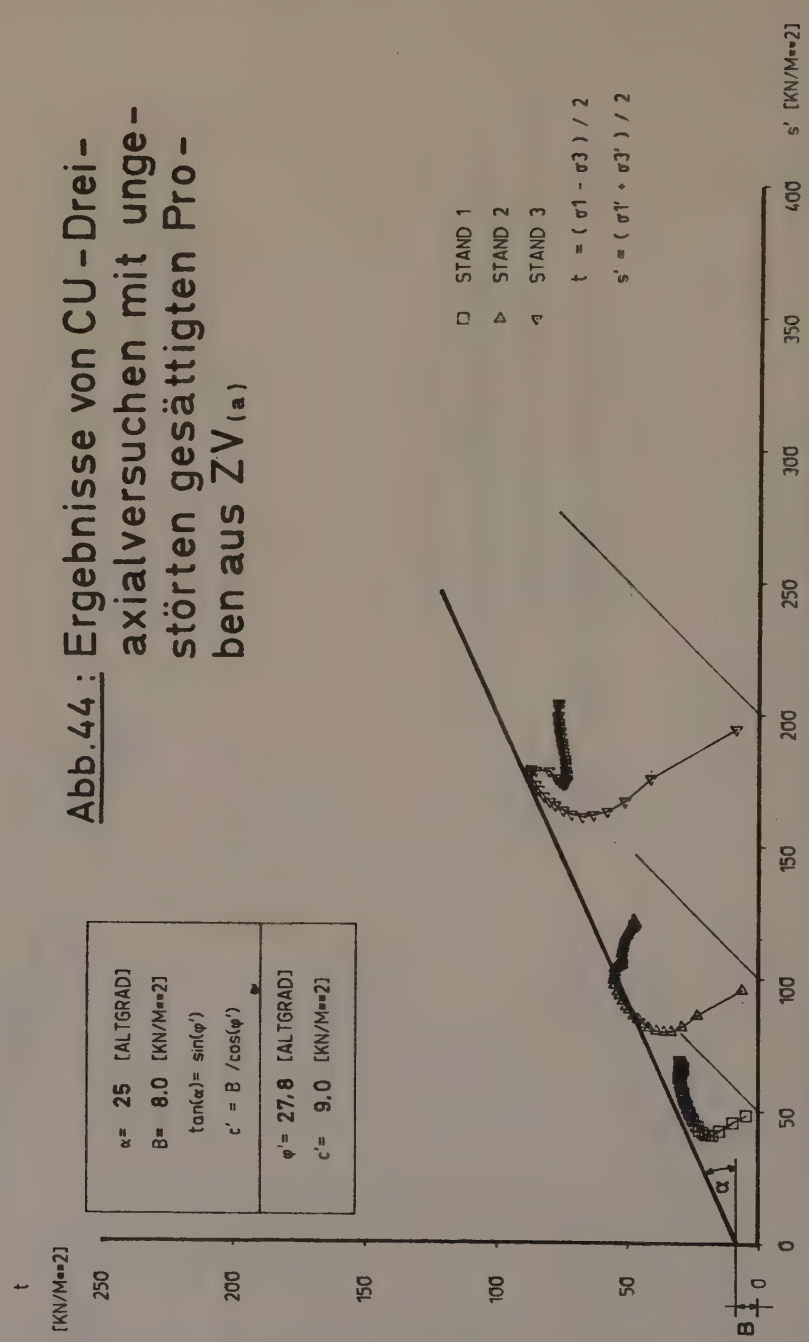


Abb.44 : Ergebnisse von CU-Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus ZV_(a)



**Abb. 45 : Ergebnisse von CU - Drei-
axialversuchen mit unge-
störten gesättigten Pro-
ben aus ZV_(b)**

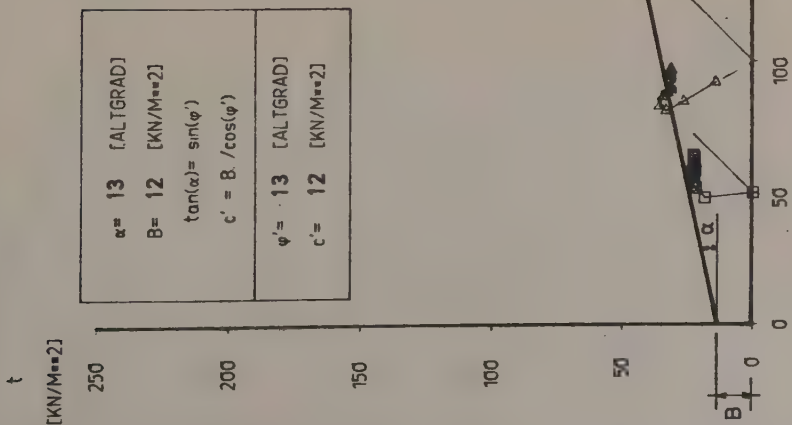
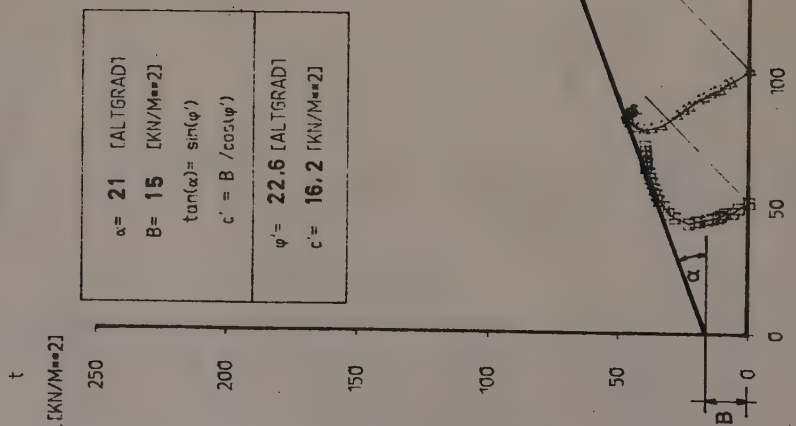


Abb. 46 : Ergebnisse von CU-Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus $ZV_{(c)}$



5.14.3.4.2.2. DIE SCHERPARAMETER φ' und c' IN ABHÄNGIGKEIT
VON DEN VERWITTERUNGSSZONEN

Die durch dreiaxiale CD- sowie CU-Versuche erhaltenen Durchschnittswerte von φ' und c' für Material aus den verschiedenen Verwitterungszonen sind in Tab. IV angegeben. In den Abb. 47 und 48 sind die Werte für φ' und c' aller untersuchten Proben in Abhängigkeit von der Tiefe bzw. von den Verwitterungszonen graphisch dargestellt. Die aus den beiden Versuchsarten am selben Material ermittelten φ' und c' -Werte streuen im allgemeinen, und zwar wegen unterschiedlicher Entwässerungsbedingungen und besonders wegen des Einflusses der Porenwasserdruck- sowie Volumenänderungen. Bei den φ' -Werten beträgt die Streuung ca. $1 - 6^\circ$, bei den c' -Werten ca. $1 - 10 \text{ kN/m}^2$. Die Durchschnittswerte von φ' und c' zeigen aber sowohl bei den CD-Versuchen als auch bei den CU-Versuchen für die einzelnen Verwitterungszonen eine gute Übereinstimmung (Tab. IV). Außerdem lieferten die direkten Scherversuche ähnliche Werte für φ' und c' wie die CD- und CU-Versuche.

Die ermittelten φ' und c' -Werte lassen eine deutliche Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Verwitterungsgrad erkennen, wenn man φ' und c' in Abhängigkeit von der Tiefe bzw. von den Verwitterungszonen darstellt (Abb. 47 und 48). Wie schon erwähnt, spielen beim diskontinuierlichen Aufbau des Verwitterungsprofils vor allem die diagenetischen Bindungen sowie das Gefüge und die Zementation eine große Rolle. Da genau diese Faktoren auch für die Scherfestigkeit bestimmend sind, stehen die Scherfestigkeitseigenschaften mit der Zonierung der Verwitterungsprofile in einem engen Zusammenhang.

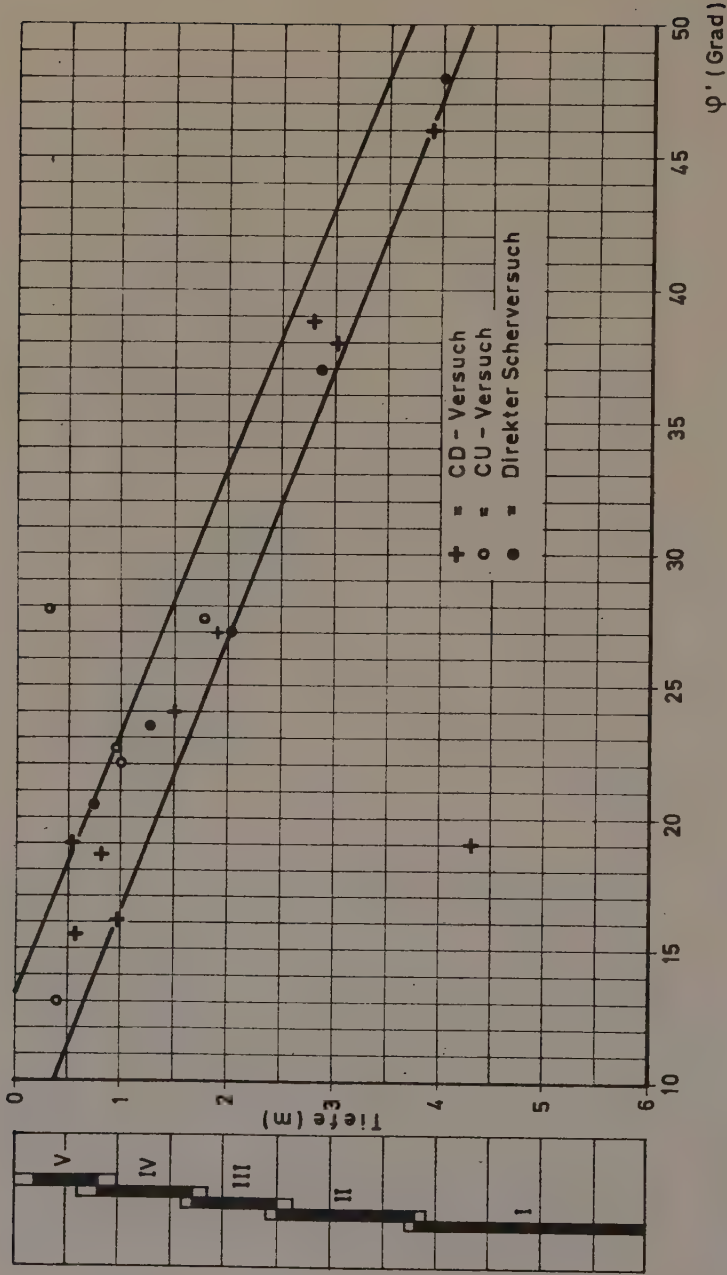


Abb. 47: Abhängigkeit des Winkels der inneren Reibung von der Tiefe

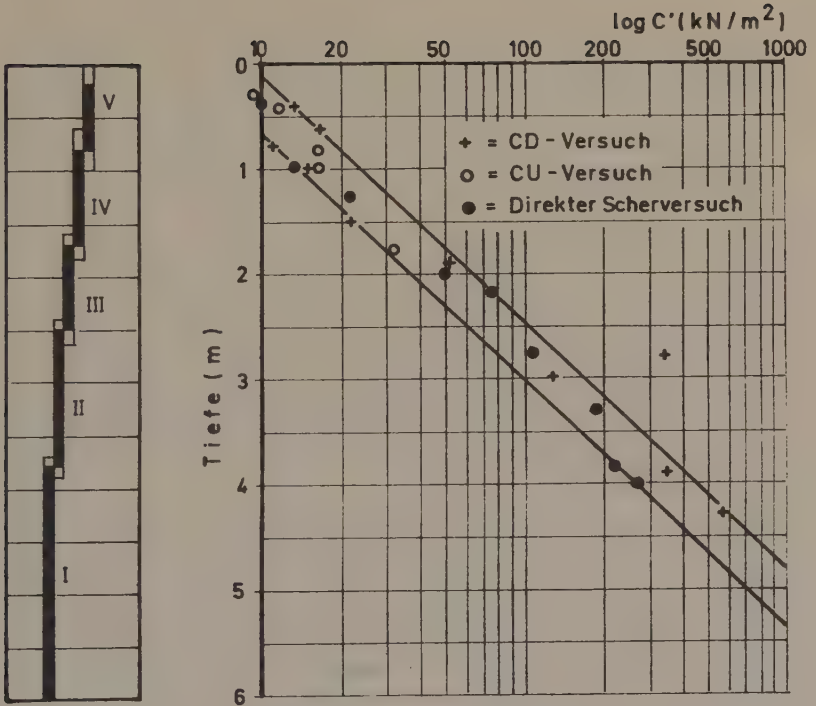


Abb. 48 : Abhängigkeit der Kohäsion von der Tiefe

Die Zuordnung der ermittelten Durchschnittswerte der Scherparameter (φ' und c') zu den einzelnen Verwitterungszonen (Abb. 50) zeigt, daß das Material aus der Zone I eine hohe Scherfestigkeit besitzt, deren Ursache in einer stärkeren Bindung des Makro- sowie des Mikrogefüges liegt. Die diagenetischen Partikelkontakte sowie Karbonate und andere Bindemittel sind hier noch nicht durch Verwitterungskräfte angegriffen. Auf diese Zone wirkt hauptsächlich die endodynamomorphe Verwitterung ein.

Die ermittelten hohen Scherfestigkeiten für die Verwitterungszone Z I treffen nur für einen Probenkörper, nicht aber für das Gestein zu, da im realen Gebirge sich u.a. durch Entspannungsvorgänge (endodynamomorphe Verwitterung) sowie durch tektonische Ereignisse Trennflächensysteme mit anisotropen mechanischen Gesetzen ausbilden bzw. ausgebildet haben. Deshalb müssen in der Zone I bei großräumiger Betrachtung auch felsmechanische Methoden herangezogen werden.

Durch Lockerung des Makro- sowie Mikrogefüges aufgrund von Verwitterungseinflüssen nimmt die Scherfestigkeit des Materials in der Zone II ab. Eine stärkere Abnahme ist von Zone II zu Zone III festzustellen. Die Ursache für das genannte Scherfestigkeitsverhalten ist darin zu suchen, daß zwar in der Zone II die ektodynamomorphe Entspannung ständig einwirkt, aber immer noch genügend diagenetische Partikelkontakte vorhanden sind, die zusammen mit den übrigen Gefügebindungen (u.A. Karbonate) noch eine relativ hohe Scherfestigkeit bewirken. Dagegen führt eine Änderung der genannten Bindungskräfte bereits zu einer stärkeren Abnahme der Scherfestigkeit in der Zone III.

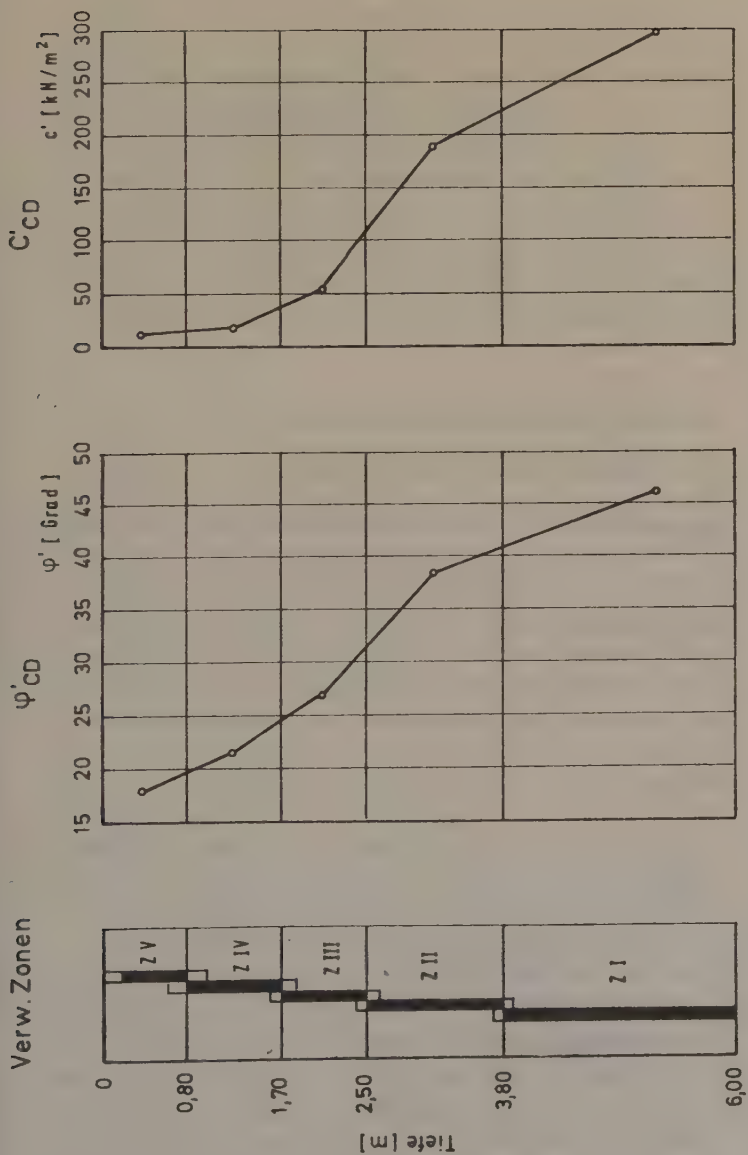


Abb. 50 : Zuordnung der Durchschnittswerte der Scherparameter φ' u. c' zu den einzelnen Verwitterungszonen

In der Zone Z IV und Z V bewirken die Zerstörung der diagenetischen Bindungen, die Auflösung vorhandener Bindemittel und eine erhöhte Wasseraufnahme eine stark fortgeschrittene Gefügezerstörung. Dies führt zu einer starken Verringerung der Scherfestigkeit in den genannten Zonen (Z IV und Z V). Es liegt hier ein unkonsolidiertes Material vor, das durch Verwitterungseinflüsse im Normalfall kaum mehr hinsichtlich der für die Scherfestigkeit wichtigen Gefügeelemente verändert wird. Deswegen zeigen Z IV und Z V geringe Unterschiede bei den Scherfestigkeitsparametern.

5.14.3.4.2.3. MEßERGEBNISSE IN ABHÄNGIGKEIT VON DER ZUSAMMENDRÜCKUNG

Um auch die geringfügigsten Veränderungen während des Versuchsablaufes am Probenmaterial zu ermitteln, wurden bei allen Versuchen zu den jeweiligen bezogenen Setzungen (δ) der Bodenprobe die Deviatorspannungsverhältnisse ($\delta_1 - \delta_3$) und die wirk-samen Hauptspannungsverhältnisse δ'_1 / δ'_3 graphisch dargestellt. Dazu wurden bei den CD-Versuchen die bezogenen Volumenänderungen V/V_1 zusätzlich aufgetragen.

In Abb. 51 - 58 sowie 59 wurden für jede Verwitterungszone nur die Ergebnisse einer Versuchsserie dargestellt. Die Ergebnisse der übrigen Versuchsserien innerhalb der jeweiligen Verwitterungszonen unterscheiden sich nur wenig ^{von diesen.} Bei der Auswertung der CD-Versuche stellte sich heraus, daß einige Werte für die Volumenänderungen vermutlich aus technischen Gründen fehlerhaft waren. Auf diese Daten wurde deshalb bei der graphischen Darstellung der CD-Versuche verzichtet. So war es z.B. nicht möglich, die bezogenen Volumenänderungen für alle verwendeten Zell-

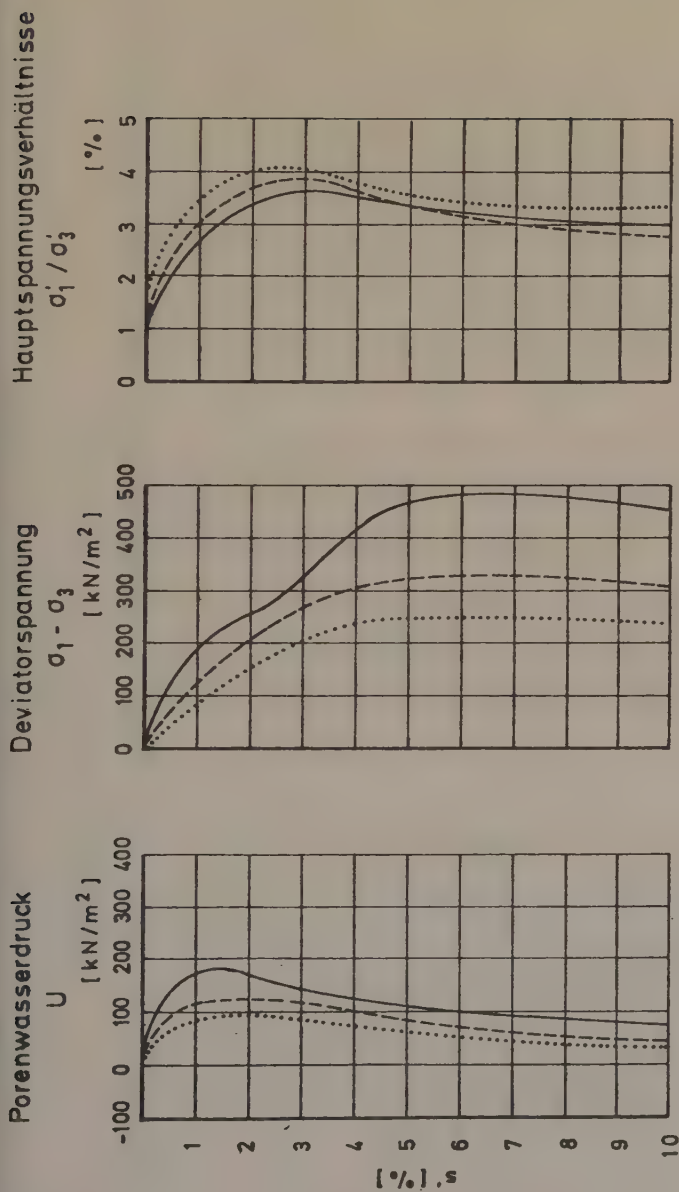


Abb. 51: Ergebnisse von CU - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z III.

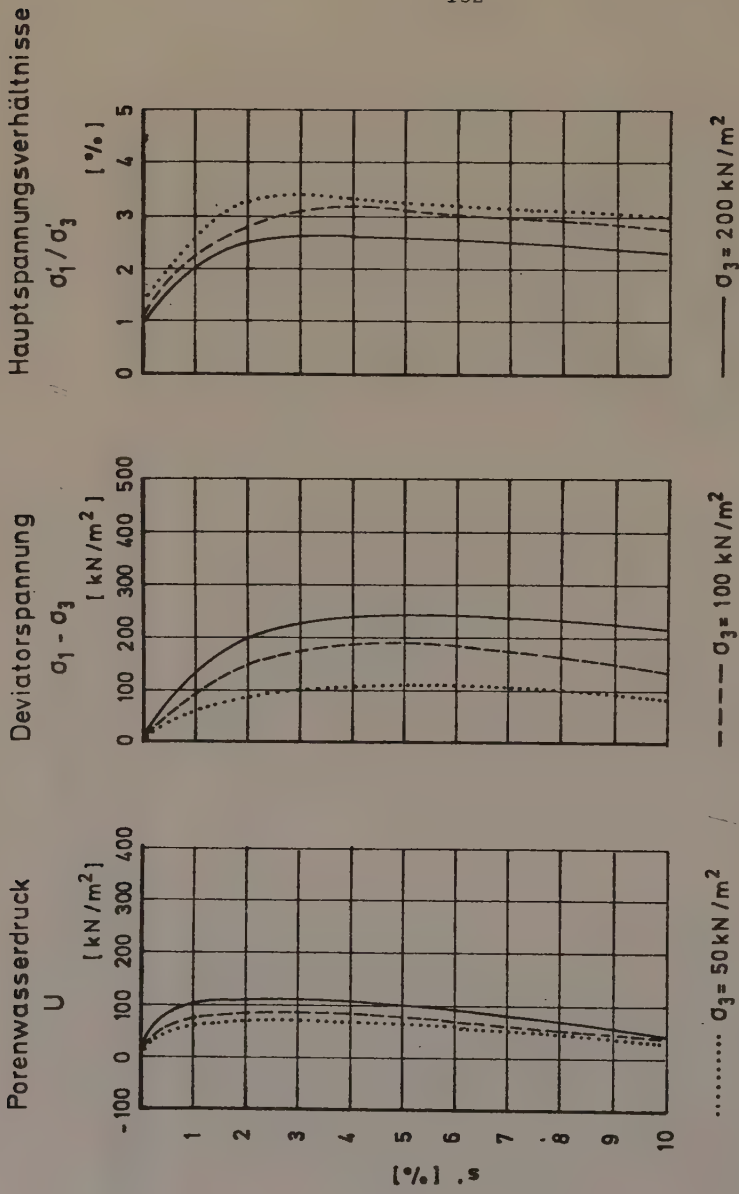


Abb.52 : Ergebnisse von CU - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z IV.

Hauptspannungsverhältnisse

Deviatorspannung

Porenwasserdruck

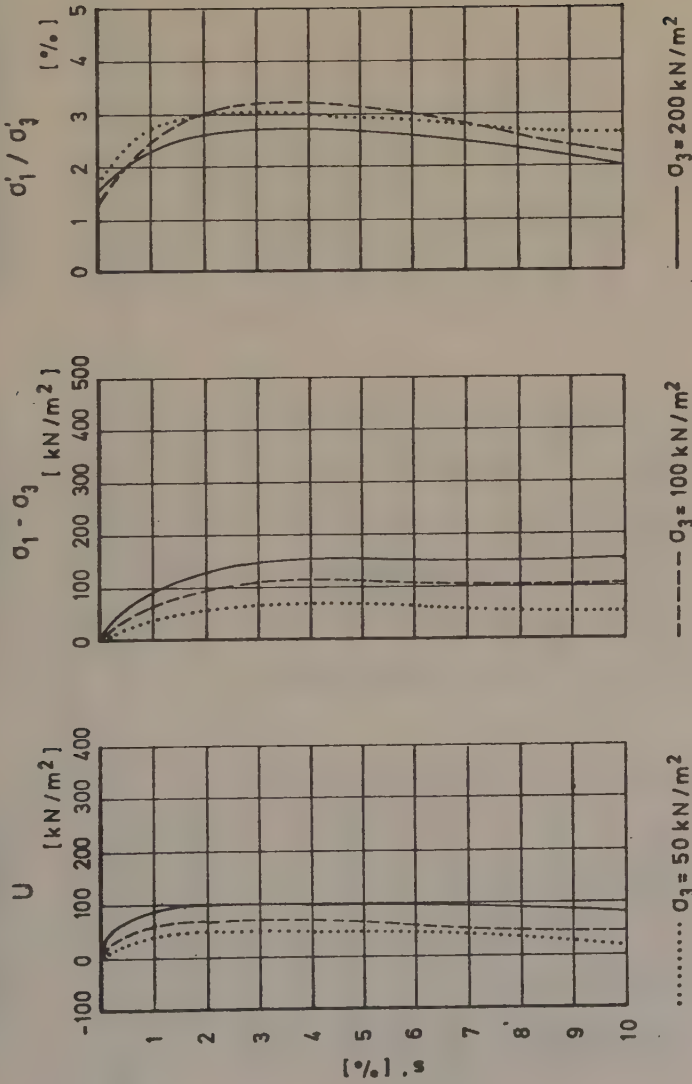
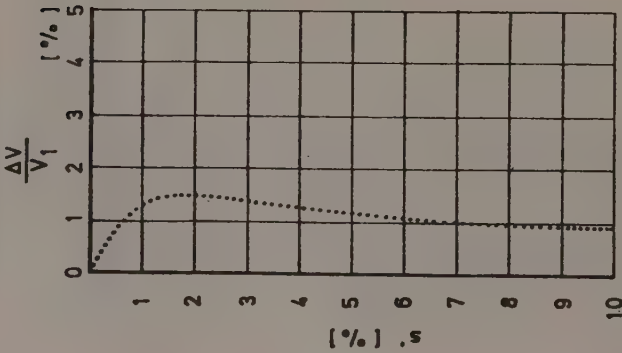
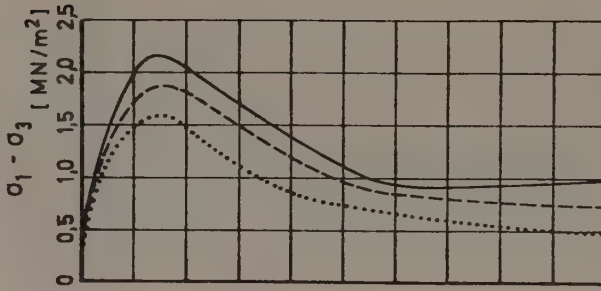


Abb. 53: Ergebnisse von CU - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben Z V.

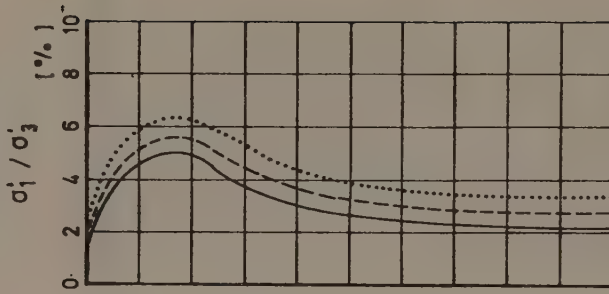
Volumenabnahme



Deviatorspannung



Hauptspannungsverhältnisse



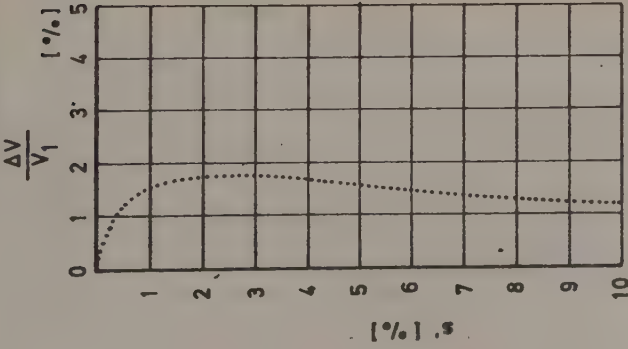
..... $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$

----- $\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

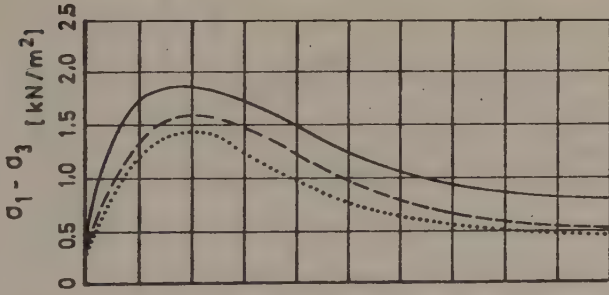
— $\sigma_3 = 600 \text{ kN/m}^2$

Abb. 54 : Ergebnisse von CD - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z I.

Volumenabnahme



Deviatorspannung



Hauptspannungsverhältnisse

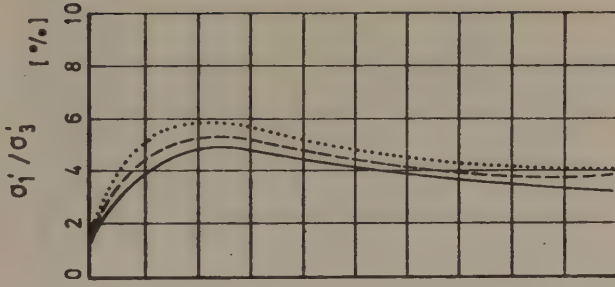
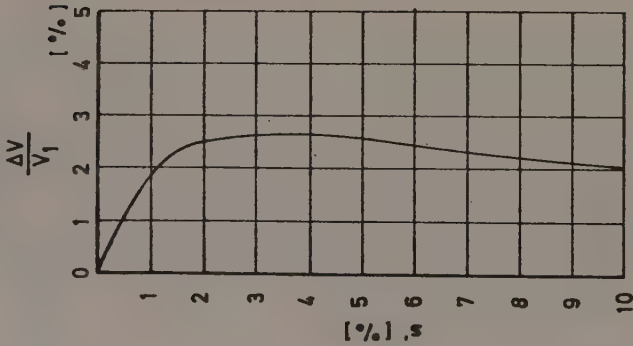
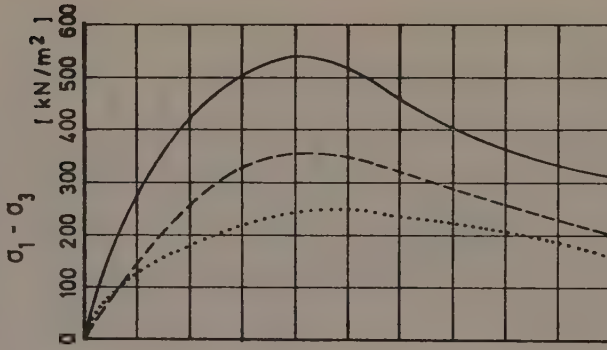


Abb. 55: Ergebnisse von CD-Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z II.

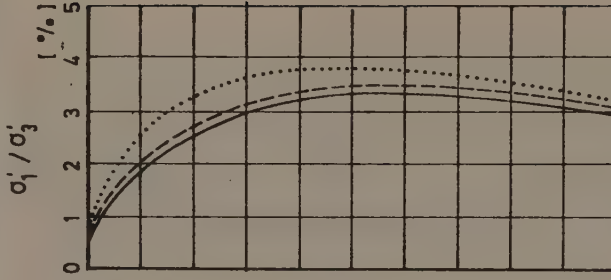
Volumenabnahme



Deviatorspannung



Hauptspannungsverhältnisse



..... $\sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$

----- $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

— $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$

Abb. 56 : Ergebnisse von CD - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z III.

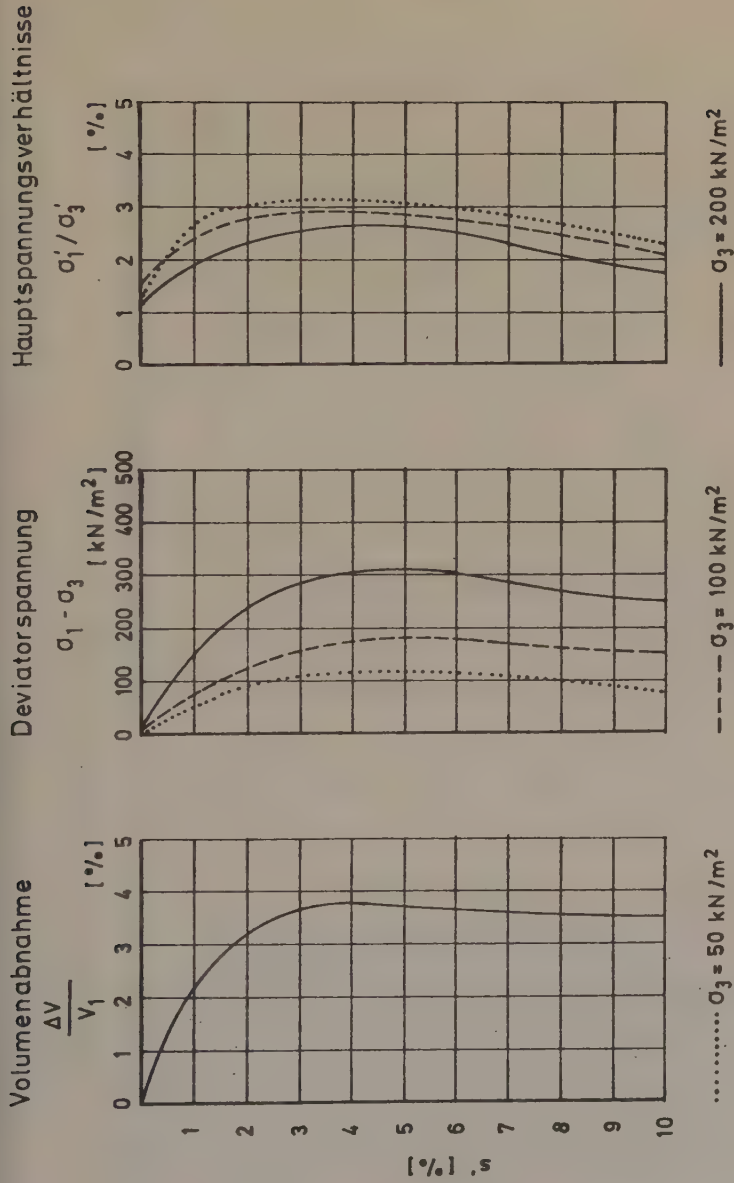
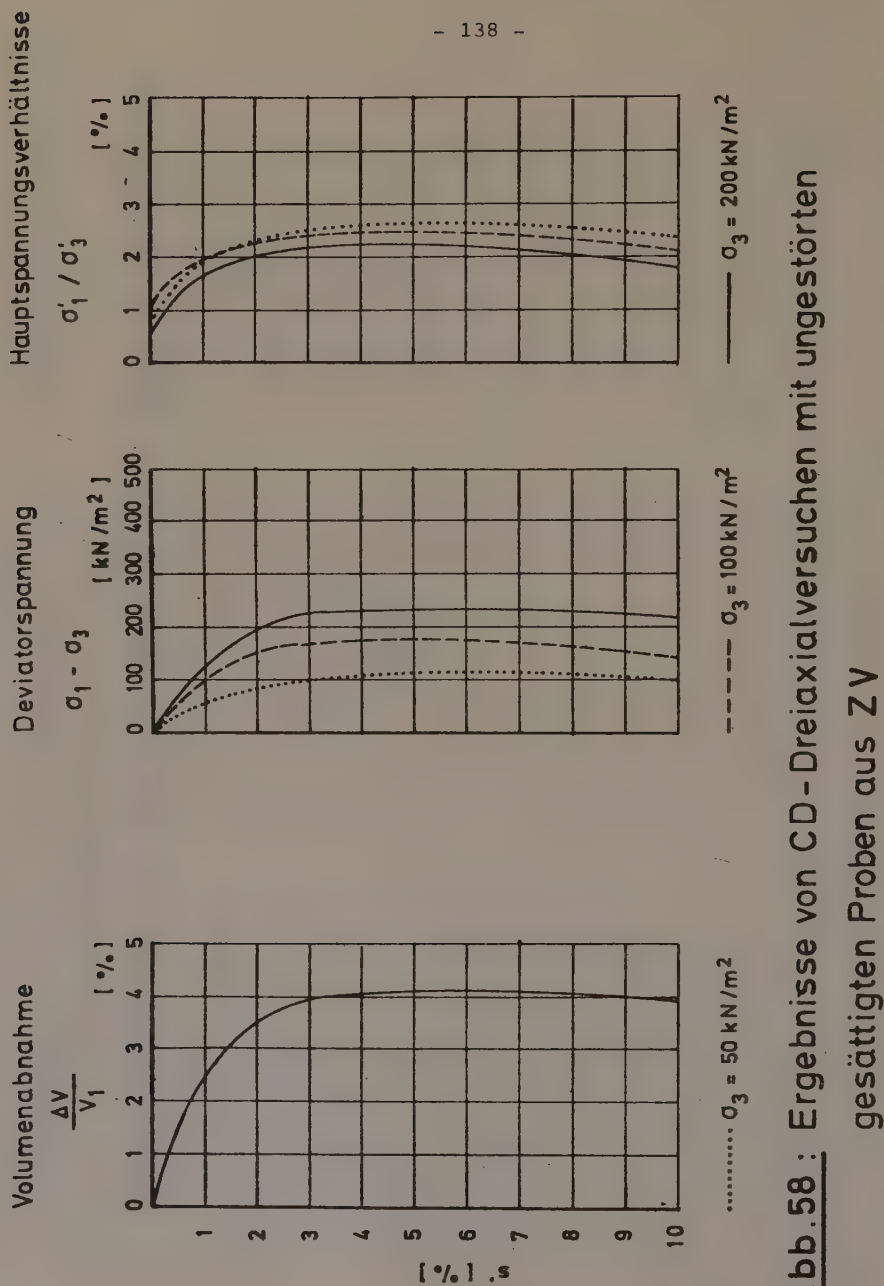


Abb. 57: Ergebnisse von CD - Dreiaxialversuchen mit ungestörten gesättigten Proben aus Z IV.



drücke (δ_3) darzustellen, sondern nur für $\delta_3 = 200 \text{ kN/m}^2$.

Die in Abb. 51 - 59 dargestellten Ergebnisse zeigen, daß Änderungen, die während des Versuchsablaufes bei Dreiaxialversuchen auftreten, vom Verwitterungszustand der Bodenprobe abhängig sind.

Aus dem Verlauf der Deviatorspannungen ist ersichtlich, daß der Bruch der Proben, d.h. ($\delta_1 - \delta_3$) max., bei den CU-Versuchen im allgemeinen nach einer geringeren Zusammendrückung erreicht wird als dies bei den CD-Versuchen der Fall ist. Der Verlauf der Spannungsverformungskurven hängt von den verwendeten Zelldrücken ab. Deshalb wurden für die einzelnen Verwitterungszonen die Spannungsverformungskurven für den gleichen Zelldruck ($\delta_3 = 200 \text{ kN/m}^2$) dargestellt, um damit den Zusammenhang zwischen Spannungsverformungsverhalten und Verwitterungszustand des Materials deutlich zu veranschaulichen (Abb. 59).

Die Bodenproben der Zonen Z I und Z II weisen eine hohe Bruchfestigkeit auf, dagegen ist die Stauchung bis zum Bruch gering; das Materialverhalten ist spröde. Mit fortschreitender Verwitterung, d.h. von Z III bis Z V, werden die Kurven flacher. Daraus folgt, daß erst bei einer größeren Stauchung der Bruch des Probenmaterials erfolgt. Die Festigkeit dagegen nimmt von Z III bis Z V ab. Beides weist darauf hin, daß sich das Material mit zunehmender Verwitterung plastischer verhält. Die Verhältnisse der Hauptspannungen sind in einer Probe bei verschiedenen Zelldrücken (δ_3 von 50 - 200 kN/m^2) sehr ähnlich. Die bis zum Bruch benötigten Axialverformungen sind im allgemeinen bei den CU-Versuchen geringer als bei

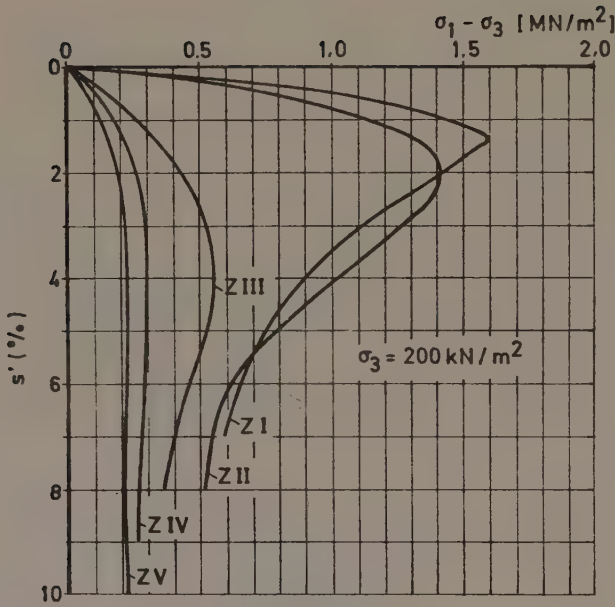


Abb. 59 :
Spannungs-Verformungskurven
der Verwitterungszonen ZI - ZV
in CD-Dreiaxialversuchen

den CD-Versuchen. Aber die Werte für die Hauptspannungsverhältnisse liegen bei den CU-Versuchen höher als bei den CD-Versuchen. Die Spannungs-Verformungsbeziehungen ändern sich für jede Verwitterungszone in charakteristischer Weise (Abb. 51 - 58). Bei den entwässerten Versuchen wachsen die Volumenänderungen mit zunehmender Verwitterungsintensität an. Die Volumenänderungen zeigen, daß nach dem Bruch im allgemeinen die Volumenausdehnung gering ist. Es ist jedoch zu bemerken, daß diese geringen Ausdehnungen des Volumens nach dem Bruch auch vom Verwitterungszustand des Materials abhängen. So nehmen sie mit fortschreitender Verwitterung von Z I bis Z V im allgemeinen ab.

Bei den "nicht entwässerten CU-Versuchen" zeigen die Porenwasserdruck-Kurven, daß der Porenwasserdruck nach Erreichen des Höchstwertes (= Bruch der Probe) relativ wenig abgebaut wird. Diese geringe Abnahme des Porenwasserdrucks nach dem Bruch verringert sich aber wiederum von der Zone Z III zur Zone Z V. Dieses Verhalten stimmt mit dem oben erwähnten Volumenverhalten nach dem Bruch überein. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die axialen Verformungen, die Änderungen der Deviatorspannungen, der wirksamen Hauptspannungsverhältnisse, der Porenwasserdrucke und die bezogenen Volumenänderungen, also die gesamten bodenmechanischen Parameter, in jeder Verwitterungszone einen charakteristischen Verlauf aufweisen.

5.14.4. ZYLINDERDRUCKVERSUCHE

Der einaxiale Druckversuch stellt einen Sonderfall des Dreiaxialversuches dar. Ziel ist es, relative Vergleichswerte im Hinblick auf den Verwitterungszustand des Materials zu gewinnen. Das zur Klärung

dieser Problematik eingesetzte Spitzendrucksondiergerät ermöglichte hier zusätzlich eine Entnahme zylindrischer, ungestörter Bodenproben von 28 mm Durchmesser. Solche Proben sind wegen ihres geringen Durchmessers für Dreiaxialversuche oder für andere aufwendige Versuche an ungestörtem Probenmaterial ungeeignet. An diesen Proben wurden deswegen einaxiale Druckversuche (Zylinderdruckversuche) durchgeführt. Die Höhe der Versuchskörper betrug 7 cm. Die Versuche wurden mit konstanter Zusammendrückung nach DIN 18136 durchgeführt. Die optimale Abschergeschwindigkeit ergab sich nach mehreren Probeversuchen zu 1 % der Ausgangshöhe pro Minute.

Während des Versuches wurde die zylindrische Probe in Richtung ihrer Längsachse zunehmend belastet. Die Last wurde so lange gesteigert, bis die Probe einen Bruch erlitt. Der Vorteil des einaxialen Druckversuches besteht darin, daß der Bruch in Abhängigkeit von den Spannungsverhältnissen immer an der schwächsten Stelle der Probe eintritt und nicht an einer vorgegebenen Bruchfuge. Während des Versuchsablaufes wirkt auf die Belastungsfläche die Hauptspannung δ_1 . Die zweite Hauptspannung δ_3 ist während des gesamten Versuchs gleich null. Auf die sich im idealen Fall im Winkel $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$ bildende Bruchfläche wirkt die maximale Schubspannung. Die erhaltenen Messergegebnisse sind im Drucksetzungsdiagramm dargestellt (Abb. 60). Aus den Kurven ist das einaxiale Festigkeitsverhalten des Materials der unterschiedlichen Verwitterungszonen ersichtlich bzw. es läßt sich eine Aussage über die Konsistenz des Bodens machen. Hierbei werden spröder Bruch, plastischer Bruch und plastisches Fließen unterschieden.

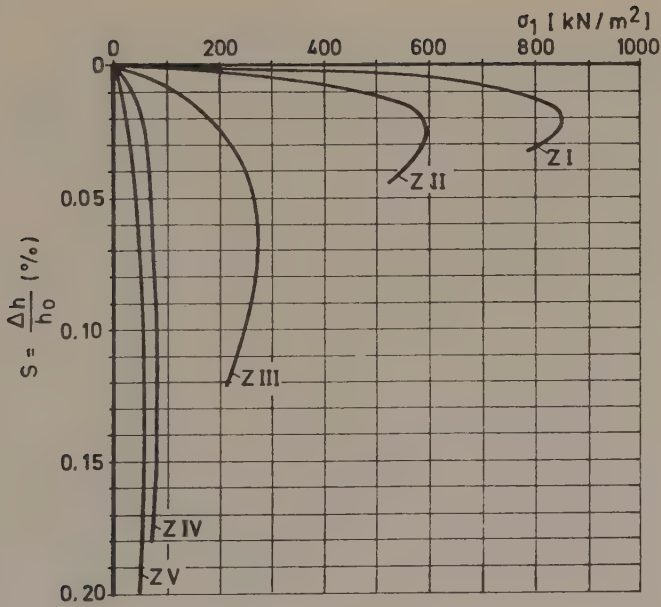


Abb. 60 :

Zylinderdruckversuche Zone I-V

Die Abb. 60 zeigt die Spannungsverformungslinien für Material aus den 5 verschiedenen Verwitterungszonen. Der Probekörper aus der Zone I bricht fast ohne Formänderung (spröder Bruch), während der Probekörper aus Zone V nur Setzungserscheinungen zeigt. Die untersuchten Proben dieser Zone bauchen stark aus und zeigen keine Schervorgänge, die sich durch einen Knick in der Druck-Setzungskurve andeuten müßten. Die anderen Zonen lassen Übergänge zwischen diesen beiden Extremen erkennen. Aus den Kurven kann im gradlinigen Bereich der Steifemodul E aus $\frac{\Delta \sigma}{\Delta s}$ kN/m² berechnet werden (s. Tab. IV). Die Bedeutung dieser Versuche liegt in erster Linie darin, daß relative Vergleichswerte gewonnen werden können.

5.15. ZUSAMMENFASSUNG DER GEOMECHANISCHEN LABORUNTERSUCHUNGEN

Die ermittelten geomechanischen Daten zeigen eine starke Abhängigkeit von dem Verwitterungszustand des Materials im Verwitterungsprofil. Durch sprunghafte Änderungen dieser Daten wurde eine exakte Bestimmung der Diskontinuitätsflächen ermöglicht, die als Grenzflächen zwischen den Verwitterungszonen gedeutet werden. Im einzelnen können folgende Aussagen gemacht werden: Die allgemeinen Bodenkennziffern (d.h. Kornverteilung, Aggregationszahl, Wassergehalt, ATTERBERG'sche Grenzen, Aktivitätsindex, Dichtewerte, Porenanteil, Porenzahl) zeigen, daß bei steigender Auflockerung durch Entspannung, Zunahme des Einflusses des Oberflächenwassers und der Atmosphärrillen ein Anstieg des Wassergehaltes (W_n) einerseits und eine Abnahme der Dichte (ρ u. ρ_d) sowie der realen Korngrößen andererseits festzustellen sind. Parallel dazu erfolgt eine Zunahme des Porenanteils (n) und der Porenzahl (e). Gleichzeitig setzt eine stärkere Plastifizierung des ehemals spröden Gebirges in Richtung intensiver Verwitterung ein, was sich im Anstieg des realen Tonanteils, in der Zunahme des Wassergehaltes bei der Ausroll- und Fließgrenze (W_p u. W_l) sowie der Plastizitätszahl (I_p) ausdrückt. Aus den Darstellungen der ermittelten Daten geht hervor, daß die Änderungen der obengenannten Bodenkennziffern zwischen Z I und Z II meist gering sind. Das zeigt, daß in diesen Zonen ein endodynamomorpher Verwitterungseinfluß besteht, der einen Teil der inneren Bindungen löst. Die Auswirkungen auf die gemessenen Größen bleiben jedoch durch die noch relativ hohe Auflast und das fast gleichbleibende Milieu (u.a. Wasserangebot, Temperatur) gering. Die unterschiedlichen Bindungskräfte werden

erst bei einer Weiterbehandlung des Materials sichtbar (s.a. Schwellendruckversuche). Es ist augenfällig, daß der Anstieg der Werte zwischen Z II und Z III sehr viel größer ist und meistens den maximalen Sprung in den Diagrammen bildet (ρ , ρ_d , I_c , n , e). Hier - im Bereich der Zone III - setzt also eine noch stärkere Auflockerung des Gebirges ein. Die Auswirkung der ektodynamomorphen Verwitterung, die in Zone II auf die Trennflächen und deren näherer Umgebung beschränkt ist, greift hier auf den größten Teil des Gesteins über. So gehen in dieser Zone die Lithorelikte allmählich in die Matrix über. Sie sind im unteren Bereich noch faustgroß; nach oben hin verschwinden sie ganz. Die Ursachen für die verstärkte Verwitterung sind hier hauptsächlich der häufig wechselnde Wassergehalt und die weitere Abnahme der Auflast.

Zwischen Zone III und Zone IV ist die Änderung der obengenannten bodenmechanischen Kennziffern auch meistens groß und weist ein Maximum beim realen Tonanteil, beim Wassergehalt (W_n), bei der Fließgrenze (W_l), der Plastizitätszahl (I_p), der Schrumpfgrenze (W_s) und beim Aktivitätsindex auf. Im Unterschied zu Zone III sind in der Zone IV keine Lithorelikte mehr vorhanden; das Material besteht ausschließlich aus feinblättrigem Ton, womit die relativ starken Änderungen vor allem bei der Plastizität begründet sind. Der Kurvenanstieg zwischen Zone IV und Zone V ist gering, da beide Zonen unter verstärktem Einfluß der ektodynamomorphen Verwitterung stehen. Es sind jedoch in der Zone V die Wasserschwankungen, die Frosteinwirkungen und die wechselnden Temperaturen stärker wirksam.

Eine Ausnahme gegenüber den obigen Kennziffern bildet der Schwelldruck. Hier liegt die maximale Änderung zwischen Zone I und Zone II. Endodynamomorphe Kräfte haben zwar eine Auflockerung vorbereitet, aber die noch relativ hohe Auflast und ein gleichbleibendes Wasserangebot verhindern die Schwellung. Schon bei einer geringfügigen Austrocknung und bei der eingetretenen Entlastung zeigt sich unter Wasserzufuhr eine hohe Schwellkraft, die zu einer raschen Auflockerung (= Verwitterung) führt. In den Zonen III, IV und V wird diese Versuchsdurchführung von der Verwitterung in immer größerem Maße im Boden vorweggenommen, so daß die Schwelldruckwerte bei den Laborversuchen stetig abnehmen.

Die Ergebnisse der Kompressionsversuche ergeben zwangsläufig eine Ergänzung der Aussagen der Schwelldruckversuche. So zeigt sich wenig Änderung zwischen den Zonen I und II, da das Material hier auch kaum Auflockerungen oder Schwellungen unterlag. Erst ab Zone III kann eine vorhergegangene Auflockerung zu Setzungen im Versuch und damit zur Abnahme des Steifemoduls (E_s) führen.

Die ermittelten Daten der Scherversuche weisen in Zone I und Zone II ein ausgeprägtes Scherverhalten eines spröden Materials auf. Ohne große Verformung scheren die Proben an gut ausgebildeten Scherflächen ab (Dreiaxialversuche, Zylinderdruckversuche). In den Spannungs-Verformungskurven zeigt sich ein eindeutiges Maximum. In der Zone III ist ein Übergang zum rein plastischen Verhalten, wie es für die Zonen IV und V charakteristisch ist, erkennbar. Die große Plastizität der Zone IV und V macht sich vor allem

im starken Ausbauchen der Proben beim Versuch bemerkbar. Die Spannungs-Verformungskurven zeigen kein eindeutiges Maximum mehr. Auch die Scherparameter zeigen eine relativ starke Änderung der Werte mit steigender Verwitterung. Eine besonders große Änderung tritt, wie schon bei den meisten anderen Versuchsergebnissen, zwischen Zone II und Zone III bei den Ergebnissen der Dreiaxialversuche auf. Ein anderes Ergebnis zeigen die Werte des direkten Scherversuches, insbesondere in Bezug auf die Kohäsion. Das diesbezügliche Diagramm ergibt eine gleichbleibende Steigung von Zone I bis Zone IV, wobei die größte Änderung zwischen Zone I und II liegt; zudem sind die Kohäsionswerte beim direkten Scherversuch in den Zonen I und II kleiner als beim Dreiaxialversuch. Die Erklärung dafür ist in der erzwungenen Scherebene beim direkten Scherversuch zu sehen, die parallel zu oder sogar in den Schichtflächen verläuft. Auf solchen Flächen reichen die Verwitterungseinflüsse weiter und die Auswirkungen der Verwitterung beginnen früher.

6. GEOMECHANISCHE FELDUNTERSUCHUNGEN

Neben den bereits erwähnten geologischen Gelände- und Feldbeobachtungen (Kap. 3) wurden im Gelände Sondierungen (Ramm- und Drucksondierungen) und Pressiometerversuche durchgeführt.

6.1. SONDIERUNGEN

6.1.1. EINLEITUNG

In der vorliegenden Arbeit wurden die Sondierungen deswegen angewendet, da durch diese Methoden Material von verschiedener Festigkeit leicht und schnell abgegrenzt werden kann. Sie dienen zugleich der Kontrolle und der Ergänzung zu den aus anderen Labor- und Felduntersuchungen ermittelten Ergebnissen. Außer der Abgrenzung verschieden fester Bodenschichten können mit Hilfe der Sondierungen zusätzliche Informationen über bestimmte bodenphysikalische Kennziffern ermittelt werden. Dabei ist zu beachten, daß bei bindigen Böden die letztgenannten Kennziffern unterschiedlich beeinflusst werden und daher nicht exakt genug sind. Da die meisten bodenmechanischen Kennziffern bereits über exaktere Methoden an ungestörten Proben bestimmt wurden, war es nicht notwendig, diese Kennziffern darüber hinaus noch mit Hilfe der Sondierungen, die ja nicht so genau wären, zu ermitteln.

6.1.2. RAMMSONDIERUNG

Bei der Durchführung der Rammsondierung wurde die schwere Rammsonde (SRS 15) nach DIN 4094 eingesetzt. Es handelt sich um eine Sonde, bei der die Masse des

Rambären 50 kg, und die Fallhöhe 50 cm beträgt. Der Spitzenquerschnitt ist 15 cm^2 , der Spitzendurchmesser 4,37 cm. Die Sonde der LGA ist auf einen Unimog montiert. Ein Elektromotor treibt eine Seilwinde und einen kleinen Kompressor an. Dadurch wird automatisch während der Sondierung ein gleichmäßiger Rhythmus der Schlagfolge gewährleistet.

Da es sich beim untersuchten Boden um bindiges Tonmaterial handelt, kann es bei einem schnellen Eindringen der Sondenspitze wegen des Porenwasserdruckes und der geringen Durchlässigkeit des Tones nicht plastisch zusammengedrückt werden. Aber das Tonmaterial wird, soweit es nicht nach oben ausweichen kann, komprimiert. Die Adhäsions- und Reibungskräfte auf das Sondengestänge erzeugen eine Mantelreibung. Die Mantelreibung und auch der Gesamtwiderstand nehmen mit der Tiefe zu.

Während des Rammvorganges wurden die Schläge pro 10 cm Eindringungstiefe gezählt und diese Ergebnisse in Abhängigkeit von der Sondiertiefe als Sondierdiagramm aufgetragen. Anlage I zeigt, daß sich die härteren Kalksandsteinbänke sehr deutlich im Diagramm abzeichnen. Die Zunahme der Schlagzahl mit der Tiefe ist nicht nur durch die Mantelreibung bedingt, sondern wird auch durch die Konsistenz des Materials, die sich mit abnehmender Verwitterungsintensität ändert, verursacht. Die einzelnen Verwitterungszonen lassen sich bei Anwendung der Rammsondierung zwar erkennen, jedoch sind allein mit dieser Methode die Zonen nicht exakt genug abzugrenzen. Nur durch Ramm- und Drucksondierungen allein ist es aber gelungen, die Grenze zwischen Z I und Z O zu bestimmen. Wie die Anlage I zeigt, liegt in der Tiefe von ca. 7 m die Grenze

zwischen Zone I, die durch die Verwitterungsprozesse nur leicht beeinflusst worden ist, und der darunterliegenden Zone O, die man als fast unverwittert bezeichnen kann.

Schwierigkeiten, die bei der Festlegung der Grenze zwischen beiden Zonen (Z I und Z O) noch auftreten, werden im folgenden Kapitel über die Drucksondierung erläutert.

6.1.3. DRUCKSONDIERUNG

Bei der Durchführung von Drucksondierungen wurde im Rahmen dieser Arbeit die moderne Gouda-Spitzen-drucksonde verwendet. Sie entspricht den Anforderungen der DIN 4094. Dabei beeinflusst die Mantelreibung nicht den Spitzendruck, sondern beide können getrennt gemessen werden. Das Eindringen der Sonde erfolgt mittels eines hydraulischen Systems. Die Spitze hat einen Querschnitt von 1000 mm^2 und einen Öffnungswinkel von 60° . Der auf die Spitze ausgeübte Druck wird mit Hilfe eines Dehnungsmeßstreifens über ein im Inneren des Hohlgestänges geführtes Meßkabel direkt auf ein Ables- bzw. Aufzeichnungsgerät übertragen. Es ist weiter möglich, neben dem Spitzendruck auch die Mantelreibung kontinuierlich zu registrieren. Durch Zwischenschaltung eines sog. Neigungsmessers konnte während des Sondierens die Abweichung des Gestänges von der Vertikalen gemessen werden. Die Ergebnisse der Drucksondierungen wurden, wie die Abb. 61 und 62 zeigen, in Abhängigkeit von der Sondiertiefe aufgetragen. Da die Höchstdruckbeanspruchung der verwendeten Spitze nur bis 50 MN/m^2 reichte, konnte nur bis ca. 7 m Tiefe sondiert werden. Denn durch die Zunahme der Mantelreibung wurde die höchstmögliche Registrierungskapazität (max. Mantelreibung = $0,5 \text{ MN/m}^2$) überschritten.

Sch. 1

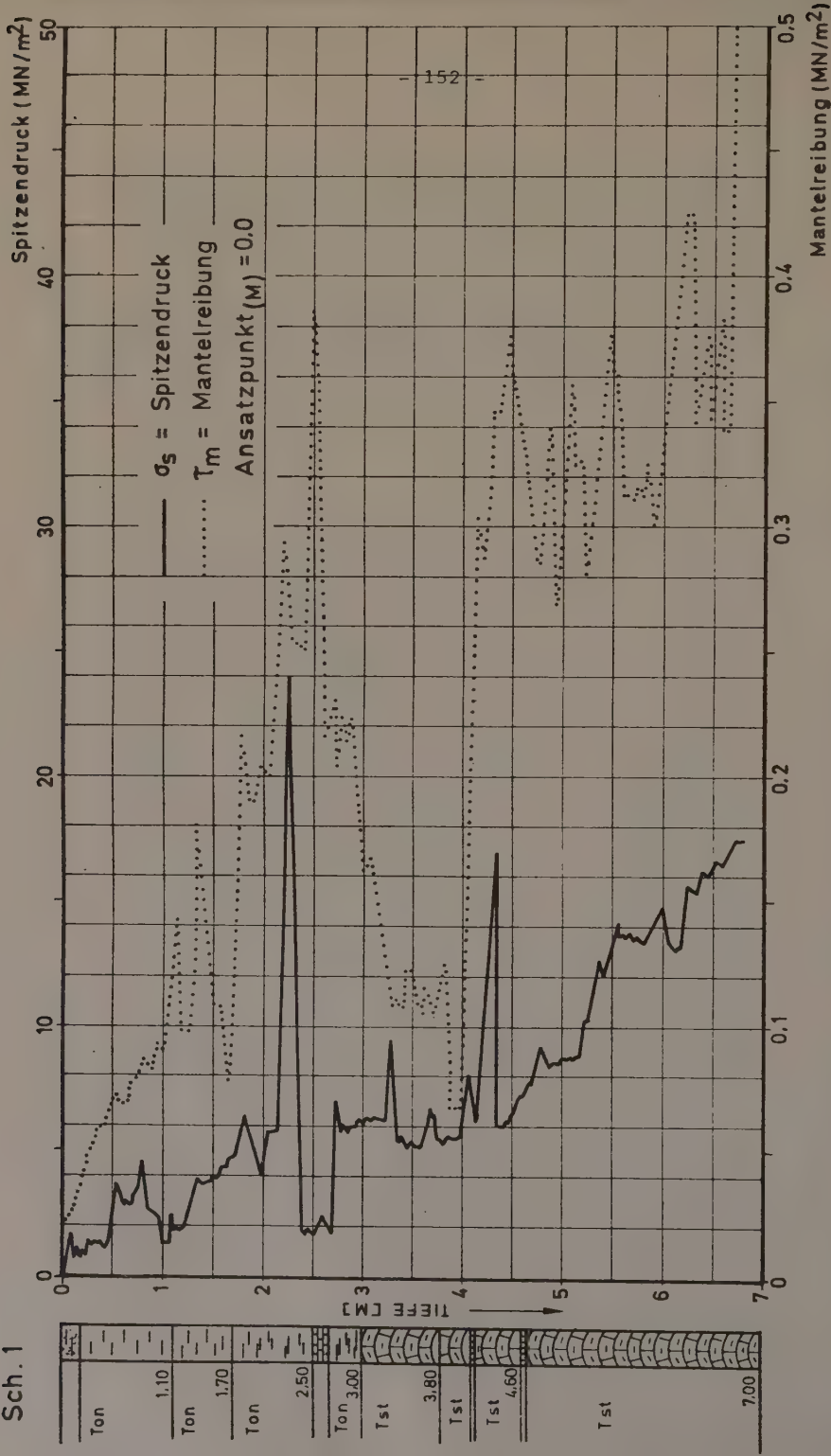


Abb. 61 : Ergebnisse von Drucksondierungen (DSR Nr. 1)

Sch 2

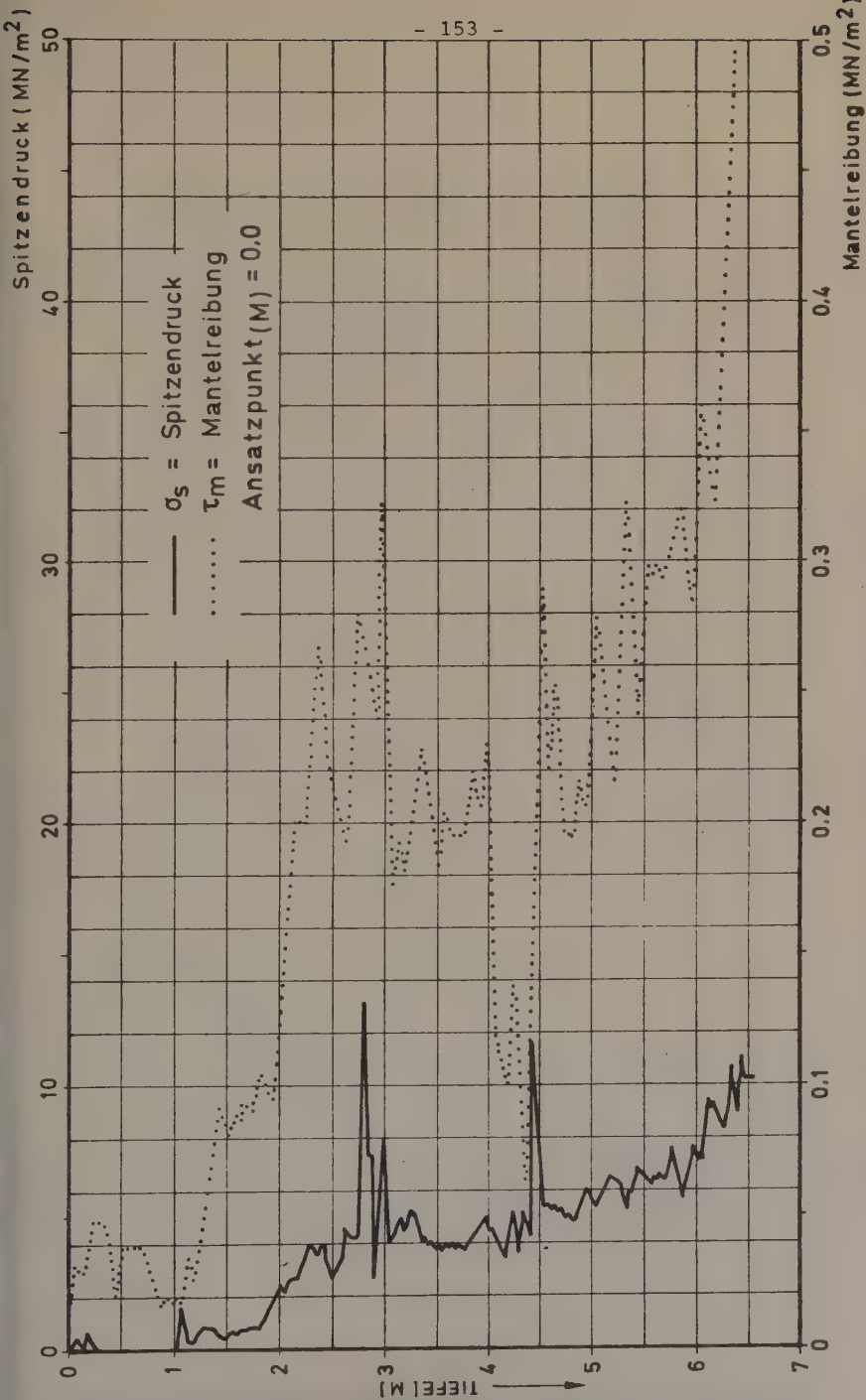
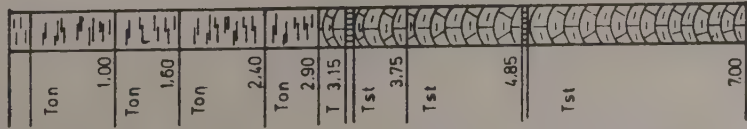


Abb. 62: Ergebnisse von Drucksondierungen (DSR Nr. 2)

Wenn man die Ramm- und Drucksondierungsergebnisse miteinander vergleicht, kommt die starke Festigkeitszunahme in ca. 7 m Tiefe auch hier gut zum Ausdruck. Durch die Spitzendrucksondierung war es wiederum möglich, die Grenze zwischen Z I und Z O festzulegen. Die starke Erhöhung des Spitzendrucks und der Mantelreibung an der diagnostizierten Grenze zwischen Zone I und Zone O könnte allerdings von Kalksandsteinbänken, die in das Tonmaterial eingelagert sind, verursacht worden sein und nicht exakt die Grenze zwischen Z I und Z O darstellen. Eine in tiefere Bereiche sich erstreckende Untersuchung konnte mit der zur Verfügung stehenden Apparatur aber aus den oben angeführten Gründen nicht durchgeführt werden, so daß diese Frage nicht endgültig geklärt werden konnte. Für die Gliederung des Verwitterungsprofils in Verwitterungszonen sind die Ergebnisse der Drucksondierung allerdings genauer als die der Rammsondierung, da bei getrennter Messung von Spitzendruck und Mantelreibung in einem homogenen Material die Zunahme des Spitzendrucks die unterschiedliche Konsistenz anzeigt. Bei der Rammsondierung dagegen wird die Zunahme der Schlagzahl mit der Tiefe zusätzlich durch die erhöhte Mantelreibung verursacht. Abb. 61 und 62 zeigen die Zunahme des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung mit der Tiefe, wobei die Unterschiede zwischen Z V und Z IV im Diagramm sehr gut zum Ausdruck kommen: Die Grenze zwischen Z IV und Z V liegt in ca. 1 m Tiefe. Spitzendruck und Mantelreibung sind in Z III (ab ca. 1.80 bis ca. 2.50 m Tiefe) durch eine harte Kalksandsteinkante in ca. 2.70 m Tiefe im Schürfgrubenprofil von der Drucksondierung DSR Nr. 1 (Abb. 61) bzw. in einer Tiefe von 3.10 m im Schürfgrubenprofil von DSR Nr. 2

(Abb. 62) stark erhöht. Es ist anzumerken, daß der Spitzendruck der Sondenspitze vorausseilt (ca. 50 cm) und so die harte Kalksandsteinbank zu früh angezeigt wird. Der Ausschlag im Diagramm beginnt bereits ca. 40 cm über der Kalksandsteinbank. Außerdem wird wegen der Anordnung der Meßdosen an der Sondenspitze die Spitzendruckerhöhung früher registriert als die Mantelreibung.

Die Zone II (ab ca. 2.50 bis ca. 4 m Tiefe) zeigt einen fast gleichbleibenden Spitzendruck. An der Grenze von Z II zu Z I steigt der Spitzendruck und nimmt mit der Tiefe allmählich zu. An der Grenze von Z I zu Z O in ca. 7 m Tiefe ist die Erhöhung so stark, daß der Versuch aus meßtechnischen Gründen (Überschreitung der Meßkapazität) abgebrochen werden mußte. Die Deutung der aus den Sondierungen erhaltenen Ergebnisse ist aber umso sicherer, je mehr auf weitere Feld- und Laborversuche zum Vergleich zurückgegriffen werden kann. Die Spitzendrucksondierungen ergänzen die Ergebnisse, die aus den Laborergebnissen bereits gewonnen wurden.

6.2. PRESSIOMETER-VERSUCHE

6.2.1. VERSUCHSANORDNUNG

Es handelt sich hier um einen Bohrlochweitungsversuch, bei dem auf die Bohrlochwand ein Druck aufgebracht wird und die Verformungen gemessen werden. Dies hat den Vorteil, daß das Bodenmaterial in seinem natürlichen Verband in-situ untersucht werden kann.

Das verwendete Pressiometer ist von MENARD (1957) entwickelt worden. Es besteht aus einer zylindrischen Sonde, die in das Bohrloch eingeführt wird, sowie aus einer druckerzeugenden Einheit und einer Meßeinrichtung. Die Sonde ist seitlich ausdehnbar. Dadurch kann auf die Bohrlochwandung eine gleichmäßig verteilte und stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht werden. Die dadurch erzeugten Deformationen der Bohrlochwand können gemessen werden. Es wurde eine Sonde vom Typ Bx mit einem Durchmesser von 60 mm und einer Länge von 44 cm verwendet. Die Sonde besteht aus 3 Zellen. Die mittlere dient dabei zur Messung von Deformationen (Meßzelle), die oberhalb und unterhalb dieser Meßzelle befindlichen Zellen (Schutzzellen) sollen ein streng zylindrisches Spannungsfeld im Bereich der Meßzelle aufbauen. Die Schutzzellen sollen die Nebenverformungen an den Enden der Meßzelle ausschalten. Der Druck auf die Meß- sowie Schutzzellen wird dadurch erzeugt, daß Wasser durch Pressluft über Koaxialschläuche in die Zellen gedrückt wird.

6.2.2. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND AUSWERTUNG

Es wird mit Hilfe eines Schneckenbohrers jeweils vor dem Versuch eine Bohrung mit einem Durchmesser von 61 mm (ganz geringfügig größer als der Sonden-durchmesser) bis in die gewünschte Versuchstiefe niedergebracht. Die Sonde wird dann eingeführt und durch Druckregler der Druck stufenweise, im allgemeinen bis zum Bruchbereich, gesteigert. Dabei wird die Ausdehnung der Meßzelle in Abhängigkeit von Druck und Zeit gemessen. Die Volumenänderung wird nach 15 sek., 30 sek., 60 sek. und 120 sek. bei jeder Drucksteigerung abgelesen. Nach Korrektur der Volumen- und Druckwerte wird für jeden Pressiometerversuch eine Druck-Verformungslinie konstruiert, aus der dann die gewünschten Kennwerte abgeleitet werden können (Abb. 63 - 69).

Wie die Abb. 64 zeigt, kann die Druck-Verformungslinie in verschiedene Bereiche unterteilt werden. Durch geringere Drücke bis P_0 (Ruhedruck) werden durch dichtes Anliegen der Zellmembrane an der Bohrlochwand Auflockerungen, Unebenheiten, Verformungen und Entspannungen der Bohrlochwand aufgefangen. Damit wird ein Gleichgewicht zum natürlichen Erddruck geschaffen und der ursprüngliche

Spannungszustand wieder hergestellt. Bei steigendem Druck folgt der sog. pseudoelastische Bereich, in dem normalerweise die Zunahme des Bohrlochdurchmessers dem Druck proportional ist.

Die Druck-Verformungskurve zeigt damit einen fast geradlinigen Verlauf. Aus diesem Kurvenbereich wird der Pressiometermodul durch folgende Formel errechnet:

$$E = K \cdot \frac{\Delta P_c}{\Delta V_c} \quad \text{kN/m}^2$$

$$K = 2.66 (V_o + V_{mc})$$

$$V_{mc} = (V_{c_1} + V_{c_2})/2$$

V_o = ist sondenspezifisch und beträgt für
die verwendete Sonde $0.557 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

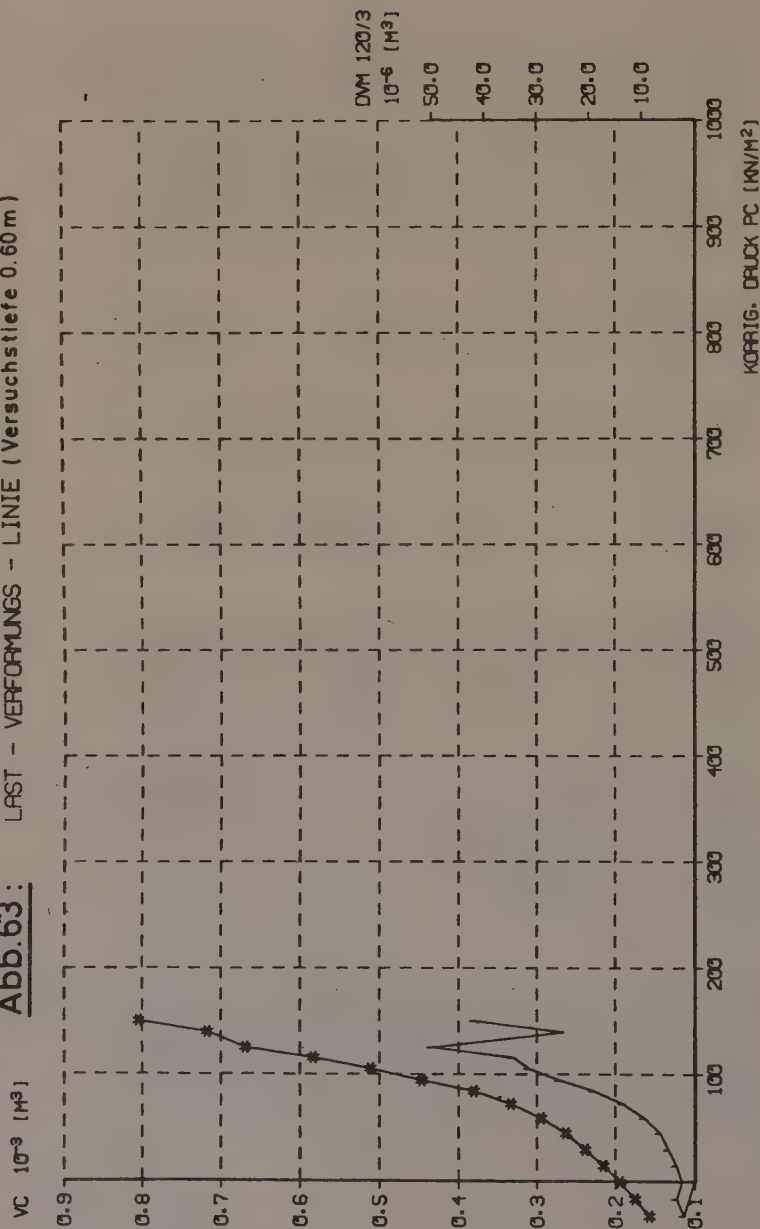
Im pseudoelastischen Bereich reagiert also das Material $\pm$ elastisch. Es kommt zu keiner Bruchbildung, solange der Fließdruck (P_f) nicht erreicht ist.

Bei weiter steigendem Druck ($P \geq P_f$) folgt der sog. pseudoplastische Bereich, in dem die Kurve normalerweise gekrümmt ist. Um das Bohrloch entstehen während dieser Phase Bruchflächen. Im Bruchbereich selbst ist die Kurve normalerweise noch stärker gekrümmt, d.h. die Verformung ist stark angewachsen.

Die Kurve endet mit dem Grenzdruck (P_l). Nach Angaben von MENARD (1967), die sich auf empirische Erfahrungen stützen, ist der Grenzdruck bei bindigen Böden zweimal so groß wie der Fließdruck (P_f). $P_l = 2 \cdot P_f$. Mit dieser Beziehung kann der Grenzdruck auch dann ermittelt werden, wenn der Versuch nicht bis zum Grenzdruck durchgeführt werden kann.

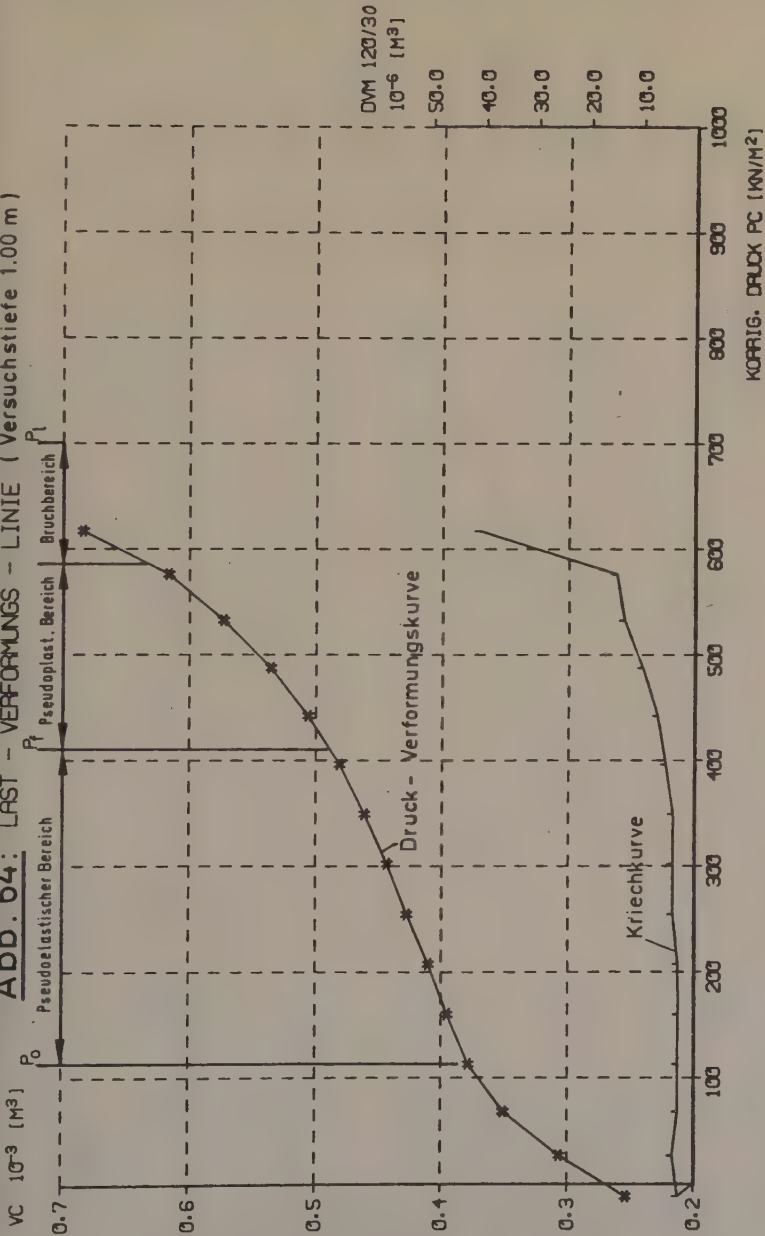
Wie die Abb. 63 - 69 zeigen, wurde außer der Druck-Verformungskurve auch die Kriech-Kurve konstruiert, wobei die Volumenänderung zwischen 30 sek. und 60 sek. bzw. 60 sek. und 120 sek. gegen die zugehörige Druckstufe aufgetragen wurde. Die Kriech-Kurve kann auch für die Bestimmung der charakteristischen Punkte des Pressiometerversuches (P_o , P_f sowie P_l) benutzt werden.

Abb. 63: LAST - VERFORMUNGS - LINIE (Versuchstiefe 0.60 m)



ERGEBNIS : $E = 1208 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Abb. 64: LAST - VERFORMUNGS - LINIE (Versuchstiefe 1.00 m)



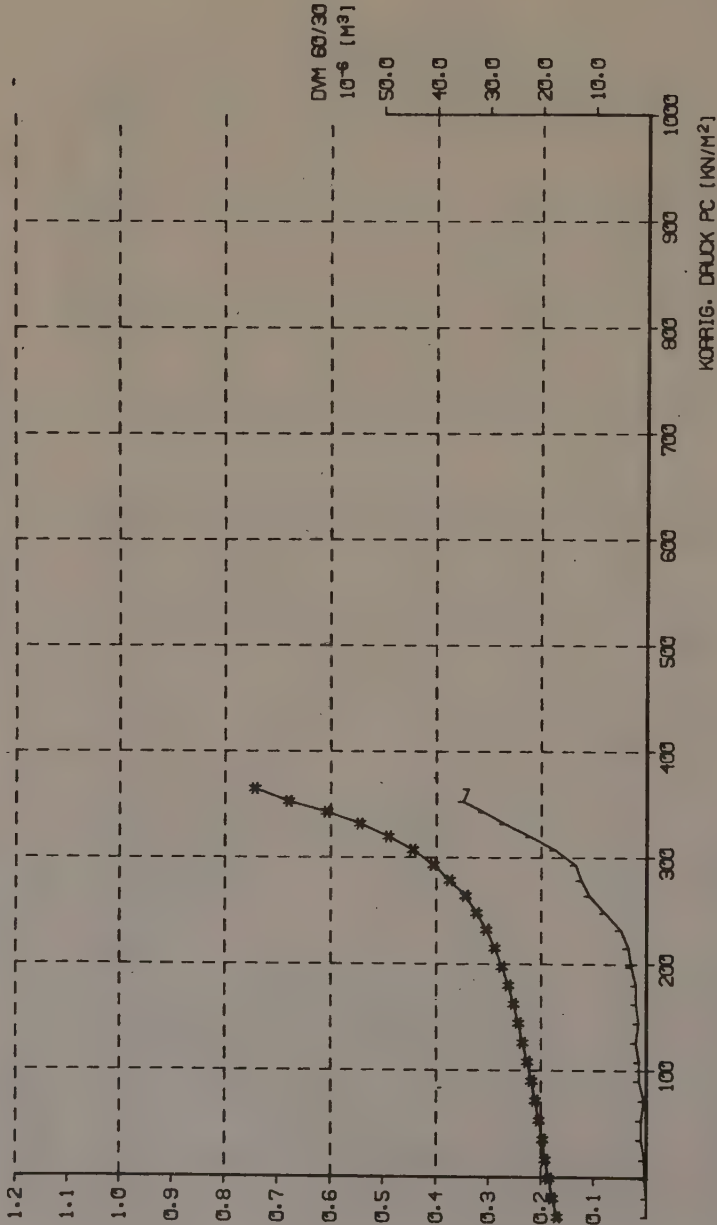
ERGEBNIS : E = 7104 [KN/M²]

VC = KORRIG. VOLUMEN
DVM = VOL. - VERFORMUNG

Abb. 65 :

Last-Verformungs-Linie (Versuchstiefe 2.00 m)

VC 10^{-3} [m³]

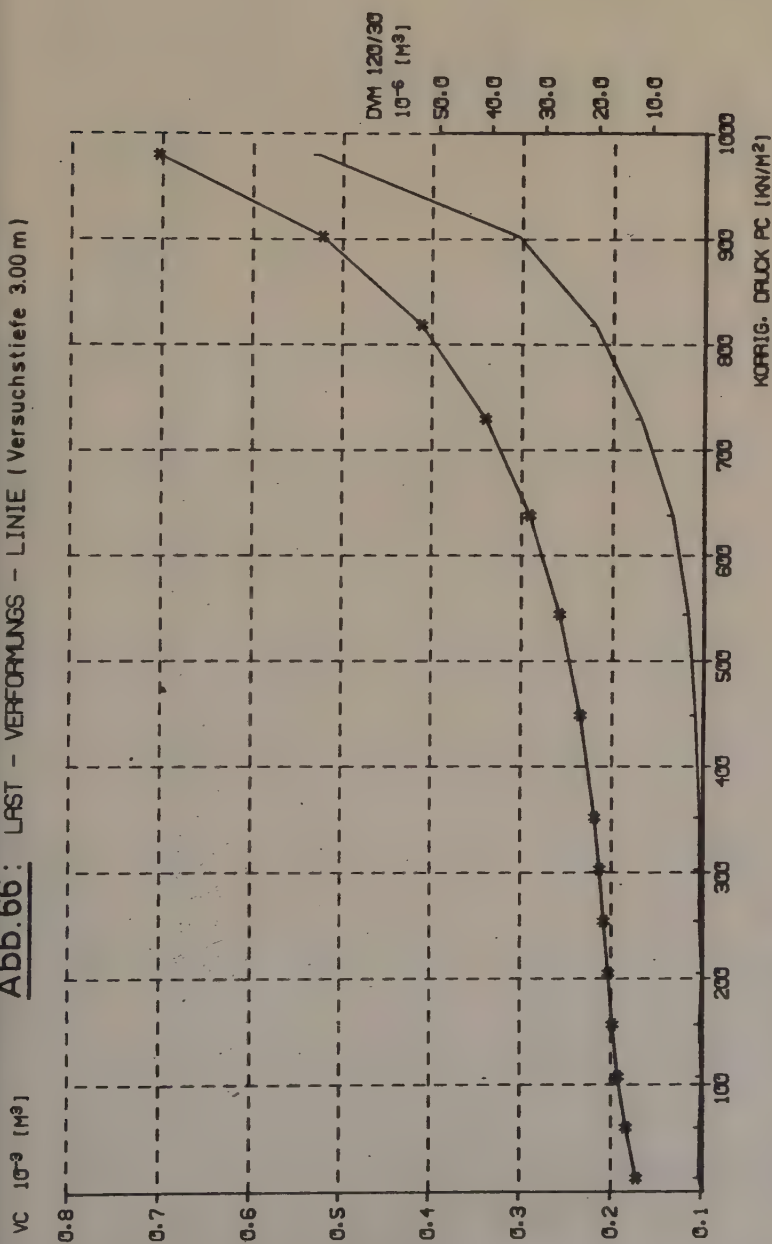


ERGEBNIS : $E = 3745 \text{ [KN/M}^2\text{]}$

—*— VC = KORRIG. VOLUMEN

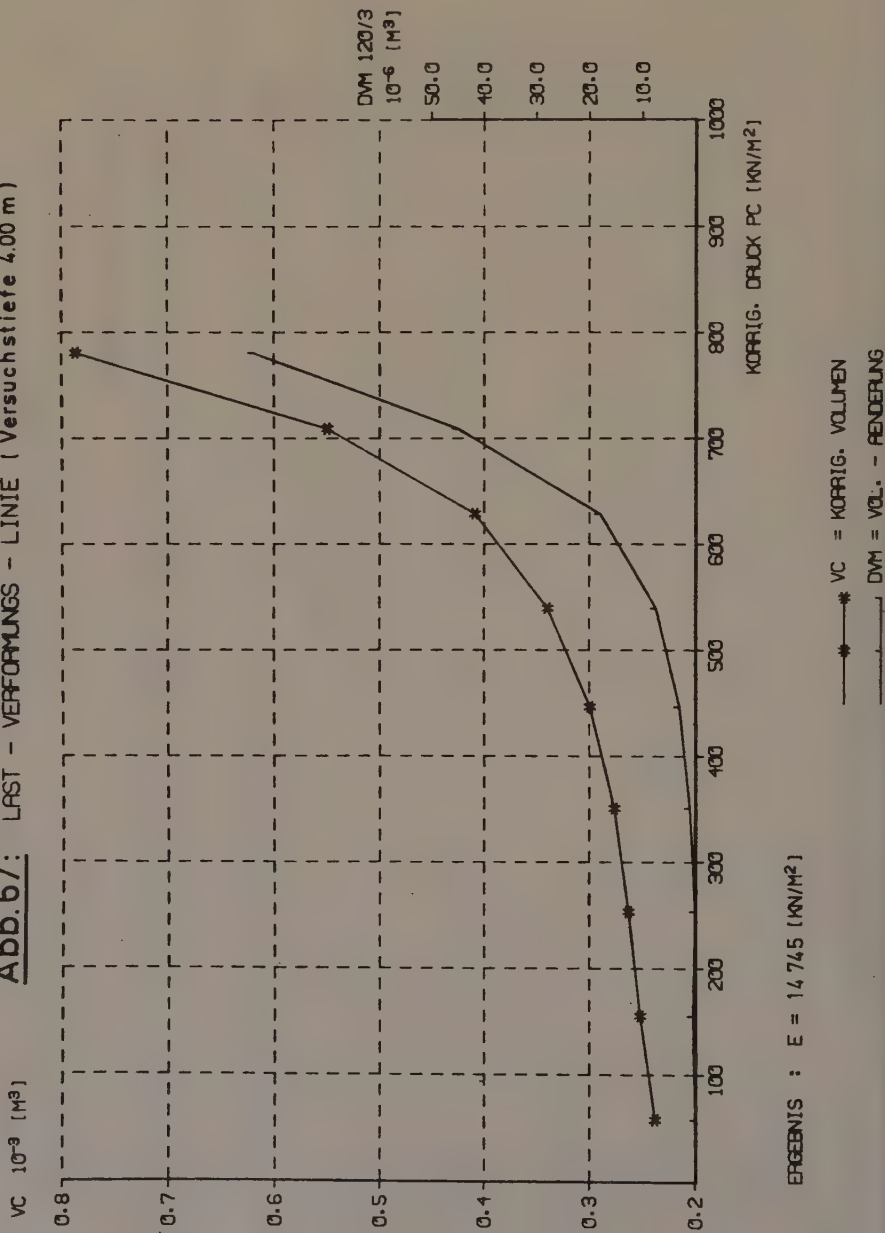
— DVM = VOL. - ÄNDERUNG

Abb. 66: LAST - VERFORMUNGS - LINIE (Versuchstiefe 3,00 m)



ERGEBNIS : $E = 20135$ [kN/m²]

Abb. 67: LAST - VERFORMUNGS - LINIE (Versuchstiefe 4,00 m)



ERGEBNIS : $E = 14\,745$ [kN/m²]

Abb. 68: Last - Verformungs - Linie (Versuchstiefe 5.00 m)

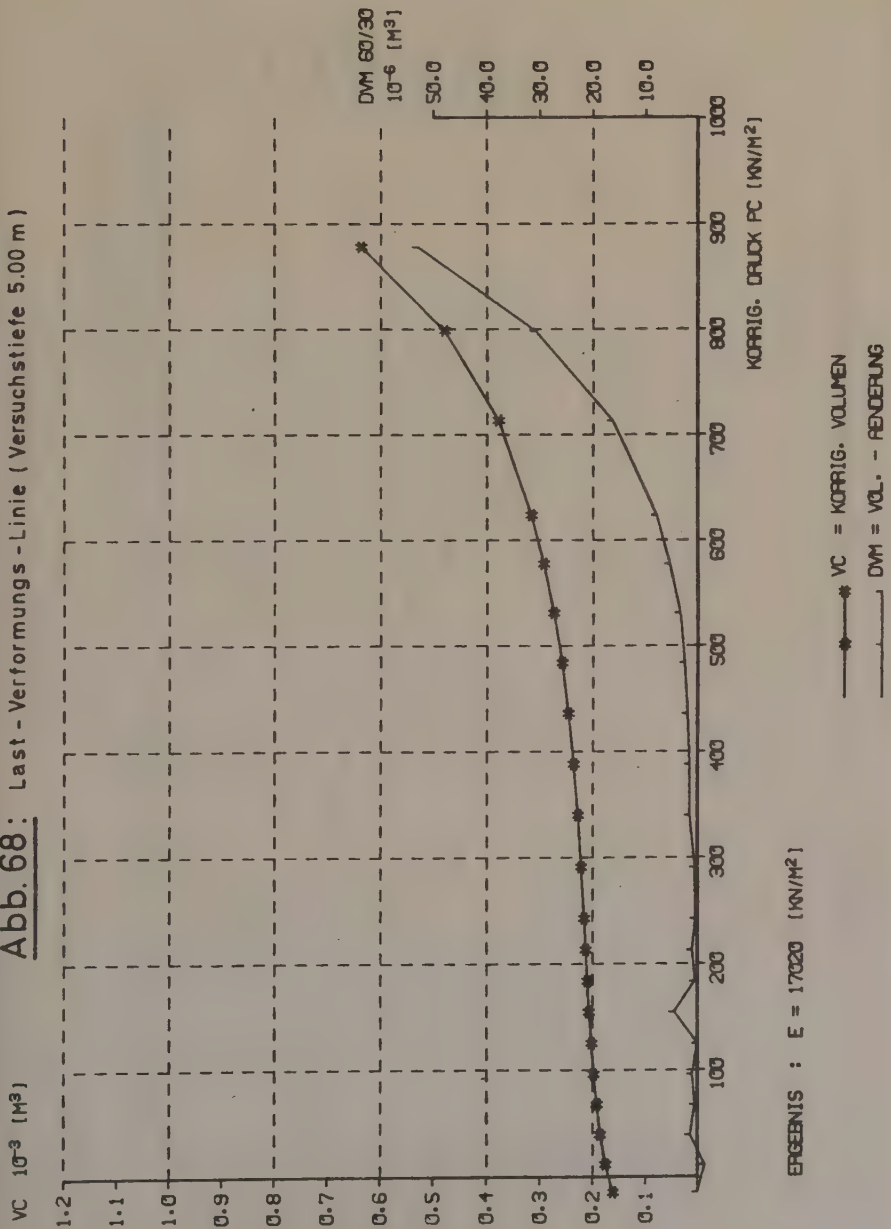
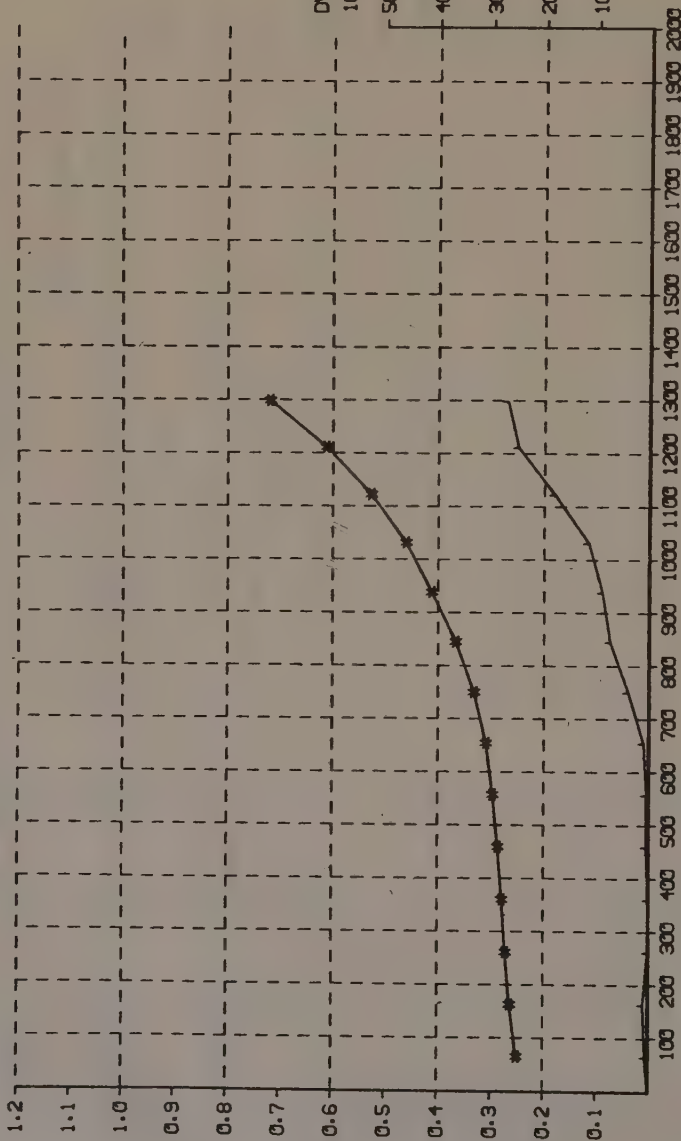


Abb. 69: Last-Verformungs-Linie (Versuchstiefe 6,00 m)

VC 10^{-3} [m³]



ERGEBNIS : E = 30720 [kN/m²]

VC = KORRIG. VOLUMEN
DVM = VOL. - FENDERUNG

DVM 60/30
10⁻⁶ [m³]

50.0
40.0
30.0
20.0
10.0

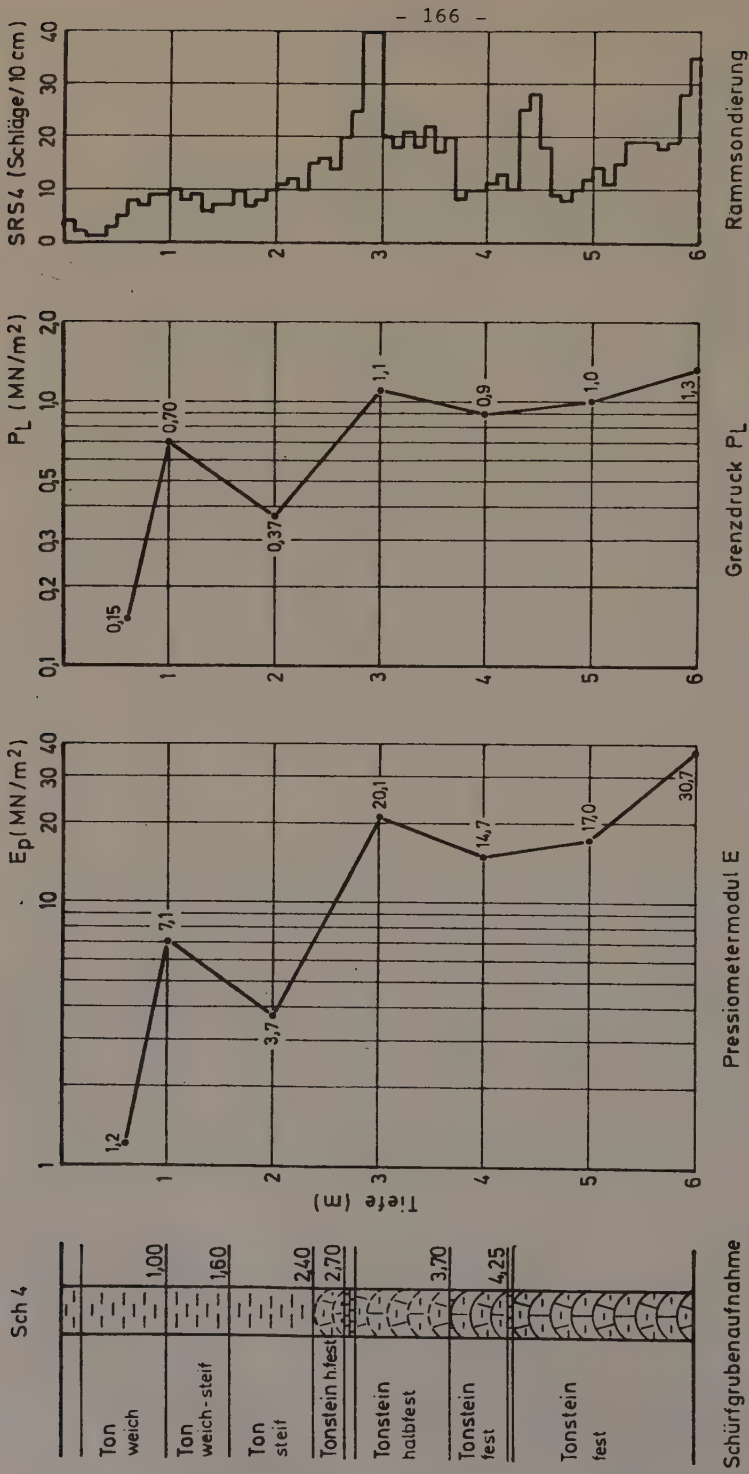
KORRIG. DRUCK PC (kN/m²)

Für die Konstruktion der Druck-Verformungs- sowie der Kriechkurve wurden erst 2 Versuche von Hand ausgewertet, um die spätere Bearbeitung der anderen Versuchsergebnisse mit Hilfe eines Rechners überprüfen zu können. Es wurden die Prozessrechner COMPULOG II und der CALCOMP-LOTTER verwendet und die Ergebnisse in tabellarischer und graphischer Form dargestellt.

Es hat sich gezeigt, daß bei der Ermittlung des Pressiometermoduls (E_p) durch das verwendete Rechenprogramm nicht der tatsächliche lineare Abschnitt auf der Druckverformungskurve gewählt wurde. Daher wurde nachträglich der wirklich zutreffende Abschnitt auf der Kurve gewählt und der E-Modul von Hand berechnet. Der Pressiometermodul (E_p) und der Grenzdruck (P_l) wurden aus den Druck-Verformungskurven ermittelt und gegen die Tiefe aufgetragen (Abb. 70 u. Tab. VII).

Es zeigen sich folgende Ergebnisse: Der Pressiometermodul (E_p) und der Grenzdruck (P_l) nehmen nach der Tiefe zu, wobei der Kurvenverlauf gut korrelierbar ist mit den Ergebnissen der SRS sowie DSR.

Aus den Ergebnissen der Pressiometerversuche ließen sich auch weitere bodenmechanische Daten wie φ , C_u und E_s errechnen. Dies wurde aber hier nicht gemacht, da diese Kennziffern bereits auf andere, sichere und genauere Art und Weise (vgl. Kap. 5.14., 5.13.) ermittelt worden waren.



Schürfgrubenaufnahme

Abb. 70 :

Tab. VII: Pressiometermodul und Grenzdruck in Abhängigkeit von der Tiefe

Tiefe in m	0.60	1	2	3	4	5	6
Pressio- metermodul E_p MN/m ²	1.208	7.104	3.745	20.135	14.745	17.215	30.728
Pressio- meter- Grenzdruck p_1 MN/m ²	0.15	0.70	0.37	1.1	0.90	1.0	1.3

7. ZUSAMMENFASSUNG DER VORLIEGENDEN ARBEIT

Die im süddeutschen Raum verbreiteten überkonsolidierten jurassischen Tonsteine des Opalinuston gehören den "veränderlich-festen-Gesteinen" an. Endogene und exogene Kräfte legten im Opalinuston eine im allgemeinen bis 7 m und auch tiefer entwickelte Verwitterungszone an, die schon beim ersten Anblick den Eindruck vermittelt, daß darin vielfältige geologische und mechanische Vorgänge abgelaufen sind bzw. noch stattfinden. Der Opalinuston ist in der Baupraxis wegen seiner Neigung zu Rutschungen und zur Wasseraufnahme bekannt und bietet sich u.a. auch deswegen als Untersuchungsobjekt an. Im Rahmen dieser Arbeit wurden zunächst an Schürfgruben Gefügebildungen durchgeführt. Es konnte mittels Feldunterscheidungsmerkmalen das Verwitterungsprofil vorläufig in 5 Zonen vom felsartigen Tonstein bis hin zum stark plastifizierten Endprodukt Ton eingeteilt werden (s.a. Kap. 3.2.2.).

Die begleitend dazu durchgeführten mineralogisch-chemischen sowie geomechanischen Untersuchungen bestätigten prinzipiell die nach Feldbeobachtungen getroffene Zonierung. Die nach mineralogisch-chemischen und geomechanischen Aspekten ermittelte Mächtigkeit der einzelnen Zonen weist allerdings gegenüber den Feldunterscheidungsmerkmalen Abweichungen bis maximal 0.50 m auf. Die ermittelten mineralogisch-chemischen sowie geomechanischen Daten zeigen eine starke Abhängigkeit vom Verwitterungszustand des Materials. Durch sprunghafte Änderung dieser Kennziffern war eine exakte Lokalisierung der Diskontinuitätsflächen möglich.

Im einzelnen lassen die mineralogisch-chemischen Analysen erkennen, daß eine starke Zunahme des Ton- und des FeOOH -Anteiles, sowie des Verhältnisses von FeIII/FeII und der KAK in Richtung zu den intensiver verwitterten Zonen zu verzeichnen sind. Dagegen nehmen der CaCO_3 - und der FeS_2 -Anteil stark ab. Besonders gravierend sind die Unterschiede zwischen den Zonen Z II und Z III. Daraus kann gefolgert werden, daß bis zum untersten Bereich der Zone III die chemische Verwitterung besonders stark eingewirkt hat. Die Hauptursache dafür ist wahrscheinlich die bis in diese Tiefe durch Entspannung bedingte stärkere Auflockerung und somit ein zunehmender Einfluß des Oberflächenwassers und der Atmosphärrillen.

Eine deutliche Abhängigkeit von den Verwitterungszonen konnte ebenso durch die geomechanischen Laboruntersuchungen von Zone I bis Zone V festgestellt werden. Eine markante Abnahme zeigen folgende Kennwerte (Zone I - Zone V): reale Korngröße der Pelitkörper, Dichte-Werte, Konsistenzzahl, Aggregationszahl, Steifemodul, Scherfestigkeit sowie Druckfestigkeit. Demgegenüber nehmen folgende Kennwerte zu (Zone I - Zone V): Porenzahl, Porenanteil, natürlicher Wassergehalt, Fließ- und Rollgrenze, Plastizitätszahl sowie die Schrumpfgrenze (s.a. Kap. 5.15.). Es ist augenfällig, daß die Änderungen der obengenannten bodenmechanischen Kennziffern zwischen Zone II und Zone III sehr viel größer sind als zwischen den übrigen Zonen. Hier bilden sie meistens den maximalen Sprung in den jeweiligen Diagrammen. Dies hängt hauptsächlich mit den stärkeren Auswirkungen der ektodynamomorphen Verwitterung von Zone V bis Zone III zusammen.

Die Ergebnisse der im Feld durchgeführten Ramm- und Drucksondierungen sowie der Pressiometerversuche ergänzen die Laboruntersuchungen und bestätigen den zonaren Aufbau des Verwitterungsprofils.

Es hat sich gezeigt, daß das Verwitterungsprofil des Opalinustons durch Feldunterscheidungsmerkmale sowie mineralogisch-chemische und geomechanische Labor- und Felduntersuchungen in homogene, durch Diskontinuitätsflächen begrenzte Zonen exakt unterteilt werden kann. Nahezu alle angeführten Kenngrößen streuen innerhalb einer Zone, selbst auch in vertikaler Erstreckung, nur gering. Der Unterschied von einer Zone zur anderen ist dagegen relativ groß. Diesen Zonen sind verschiedene bodenmechanische Kennziffern eindeutig zugeordnet, wodurch eine bessere praktische Beurteilung des Baugrundes ermöglicht wird (s.a.Tab. IV).

8. FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN

An	normale Aktivität
Ar	reale Aktivität
B	$B = C' \cdot \cos$
B-Test	$\Delta \delta_3 / \Delta u$ Sättigungstest beim Dreiaxialversuch
CD-Versuch	Konsolidierter entwässerter Dreiaxialversuch
C	Kohäsion (Haftfestigkeit), allgemein
C'	wirksame Kohäsion
C _{CD}	Kohäsion des entwässerten Dreiaxialversuches
C _{direkt}	Kohäsion des direkten Scherversuches
CU-Versuch	Konsolidierter, nicht ent- wässerter Dreiaxialversuch
C _{CU}	Kohäsion des nicht ent- wässerten Dreiaxialversuches
Cv	Konsolidationskoeffizient
d	1) Korndurchmesser, allgemein 2) Durchmesser eines Probekörpers
DVM	Volumenänderung zwischen 30 sec. u. 60 sec. bzw. 60 sec. u. 120 sec. beim Pressiometerversuch
e	Porenzahl
E	Zylinderdruckfestigkeit

Ep	Pressiometermodul
Es	Steifezahl bei Versuchen mit behinderter Seitendehnung
Es ₁	Steifezahl bei Erstbelastung
Es ₂	Steifezahl bei Wiederbelastung
F	Querschnittsfläche der Bodenprobe
Gt	Trockengewicht
h	Probenhöhe vor dem Abscheren
H	halbe Probenhöhe vor dem Abscheren
Ha	halbe Probenhöhe vor der Konsolidierung
ho	Probenhöhe beim Einbau
h	Verringerung der Höhe, allgemein
Ic	Konsistenzzahl
Ip	Plastizitätszahl
K	Von der Größenordnung der Meßzelle abhängiger Faktor beim Pressiometer- versuch $K = 2.66 (V_o + V_{mc})$
KAK	Kationenaustauschkapazität
n	Porenanteil
P	senkrechte Last, allgemein
Po	Ruhedruck
Pc	korrigierter Druck
ΔP_c	Differenz zwischen zwei korrigier- ten Drucken P_{c_1} und P_{c_2} im gerad- linigen Teil der Pressiometerkurve
P _f	Fließdruck

P_1	Grenzdruck
P_{mc}	$(P_{c_1} + P_{c_2})/2$ beim Pressiometerversuch
s	1) Sekunde 2) Zusammendrückung
S'	1) $\frac{h}{h_0}$; auf h_0 bezogene Zusammendrückung 2) $(\delta_1 + \delta_3)/2$
S_r	Sättigungszahl
t	1) Zeit 2) $(\delta_1 - \delta_3)/2$
t_{100}	Konsolidationszeit bei Erreichen der 100 %igen-Konsolidation
T	Ton
Tst	Tonstein
V	Volumen, allgemein
v	zulässige Abschergeschwindigkeit
V_0	1) Volumen beim Einbau der Probe 2) Volumen der Meßzelle im Leerzustand für die verwendete Pressiometersonde ($= 0.557 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$)
ΔV	Volumenänderung
V_c	korrigiertes Volumen
ΔV_c	Differenz der eingepressten Volumina V_{c_1} und V_{c_2} bei den Druckern P_{c_1} und P_{c_2}
V_{mc}	$(V_{c_1} + V_{c_2})/2$
W_1	Fließgrenze

wn	natürlicher Wassergehalt
Wp	Ausrollgrenze
Ws	Schrumpfgrenze
U	Porenwasserdruck
ΔU	Porenwasserdruckänderung
Uf	Porendruckabnahme beim Abscheren
	$\operatorname{tg} \alpha = \sin \varphi'$
ρ	Feuchtdichte
ρ_s	Korndichte
ρ_d	Trockendichte
η, ξ	Konstante, abhängig von der Art der Drainage im Dreiaxialgerät
φ	Reibungswinkel, allgemein
φ'	wirksamer Reibungswinkel
φ_{CD}	Reibungswinkel des konsolidierten entwässerten Dreiaxialversuches
φ_{CU}	Reibungswinkel des konsolidierten nicht entwässerten Dreiaxialversuches
φ_{direkt}	Reibungswinkel des direkten Scher- versuches
δ	1) Spannung, allgemein 2) Normalspannung
δ'	wirksame Spannung
δ_1	größte Hauptspannung
δ'_1	wirksame größte Hauptspannung

δ_3	1) kleinste Hauptspannung 2) Zellendruck beim Abscheren im Dreiaxialgerät
δ_3	wirksame kleinste Hauptspannung
δ_n	gesamte Normalspannung in der Scherfläche
δ_n	wirksame Normalspannung in der Scherfläche
δ_{schwell}	Schwelldruck
τ_f	Scherfestigkeit, allgemein

9. LITERATURVERZEICHNIS UND WEITERE LITERATUR ZUM THEMA

- AKAI, K. (1960): Die strukturellen Eigenschaften von Schluff.
MiH.Inst.f.Verkehrswasserbau,
Grundbau und Bodenmechanik,
Aachen, H. 22.
- ARNOLD, K. (1968): Problem der Standsicherheit von vorübergehend angelegten Böschungen in verwitterten Schiefertönen des Württembergischen Jura.
Diss.Univ.Tübingen.
- BARDEN, L. &
SIDES, G. (1971): The Influence of Weathering on the Microstructure of Keuper-Marl.
2. J1.of Engng. Geol. 3, No.4,
S. 259 - 260, London.
- BIRZER, F. (1952): Rutschneigung und Wasseraufnahme einiger nordbayerischer Tone.
Geol.Bl.NO-Bayern, 2, S. 142 - 149,
Erlangen.
- BISHOP, A.W. (1966): The strength of soil as engineering materials.
Geot. XVI., S. 91.
- BISHOP, A.W. &
HENKE, D.J. (1962): The measurment of soil properties in the triaxial test.
London 1962.

- BJERRUM, L. (1967): Mechanism of progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clays and clay shales.-
proc. ASCE, Vol. 93, SM.5, Part 1,
S. 1 - 49.
- BJERRUM, L. (1967): Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings.
Geot. XVII, Nr. 2., S. 81 - 118.
- BJERRUM, L. (1974): Problem of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays.
Norges Geotek.Inst.Publ.
No. 85, S. 43 - 45, Oslo.
- BJERRUM, L. &
HUDER, J. (1957): Measurment of the permeability of compacted Clays.
International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
Proc. 4, Vol.1, S. 6, London.
- BÖLLING, W.H. (1971):Zusammendrückung und Scherfestigkeit von Böden.
Springer, Wien-New York.
- BÖLLING, W.H. (1971):Bodenkennziffern und Klassifizierung von Böden.
Springer, Wien-New York.
- BOLT, G.H. (1956): Physico-chemical analysis of the compressibility of pure Clays.
Geot. VI, No.2, S. 86 - 93.

- BOROWICKA, H. (1961): Die mechanischen Eigenschaften
der Böden.
MiH.d.Inst.f.Grundbau und Boden-
mechanik. H.3, S.3, Wien.
- BOROWICKA, H. (1962): Bodenmechanik-Felsmechanik.
Österreichische Ingenieurzeitschrift.
Springer, H.6, S. 192, Wien.
- BRETH, H. (1960): Die Festigkeit vorbelasteter Böden.
Geologie und Bauwesen 25,
S. 177 - 185, Wien.
- BREWER, R. (1963): Fabric and Mineral Analysis of
Soils, ed.J.Wiley, New York.
- CAQUOT, A. &
KERISEL, J. (1967): Grundlagen der Bodenmechanik.
Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/
Heidelberg.
- CASAGRANDE, A. (1939): Über die Scherfestigkeit von Böden.
In: Bodenmechanik und neuztl. Straßen-
bau, 2. Folge, Volk u. Reich, S. 32,
Berlin.
- CASAGRANDE, A. (1948): Research on stress-deformation and
strength characteristics of Soils
in soft rocks under transient loading.
Publ.Harvard Univ.Grad.Sch.Eng.
Soil Mech. Series Nr. 31
- CHANDLER, R.J. (1966): The measurment of residual strength
in triaxial compression.
Geot. XVI, No.3, S. 181 - 186.

- CHANDLER, R.J.(1969):The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl.
Geot. XIX, No. 3, S. 321 - 334.
- CHANDLER, R.J.(1972):Lias clay: Weathering processes and their effect on shear strength.
Geot. XXII, No. 3, S. 403 - 431.
- CHANDLER, R.J.(1974):Lias clay: The long-term stability of cutting slopes.
Geot. XXIV, No. 1, S. 21 - 38.
- CHEN, F.H. (1975): Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 12, Elsevier Scientific Publishing Company, New York.
- CLAR, E. (1963): Gefüge und Verhalten von Felskörpern in geolog. Sicht. - Felsmech. und Ingenieurgeol., S. 4 - 15, Wien.
- COOLING, L.F. &
SKEMPTON, A.W. (1942):A Laboratory study of London Clay. Journal.Inst.of Civ.Eng.17, Paper No. 5270, S. 251.
- COULOMB, C.A.(1773): Essai sur une application des règles des maximis et minimis á quelques problemes de statique, relatits á l'architecture.
Mem.Div.Sav.Academie des Sciences, Paris, VII, S. 343, Paris.

- CRAFORD (1964): Interpretation of the Consolidation test.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- CRAWFORD, C.B.(1963): Cohesion in an undisturbed sensitive Clay.
Geot. XII, No.2, S. 132 - 146.
- DAVIS, A.G. (1966): The mineralogy, structure and engineering properties of Keuper Marl.
Ph.D.Thesis, Univ.of Birmingham.
- DAVIS, A.G. (1967): The mineralogy and phase equilibrium of Keuper Marl.
Quarterly Journal of Engineering Geology, S. 25 - 38, London.
- DAVIS, A.G. (1968): The structure of Keuper Marl.
Quarterly Journal of Engineering Geology.S.145 - 153, London.
- DAVIS, E.H. (1949): The California Bearing Ratio Method for the Design of flexible Roads and Runways.
Geotechnique 1, S. 249, London.
- DAVIDENKOFF (1960): Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden.
Mitt. Bundesanstalt f. Wasserbau. Karlsruhe, 14, S. 18.

DEARMAN, W.R. (1974): Weathering Classification in the
Characterisation of Rock for
Engineering Purposes in British
Practice.
Bull. of int. Ass. of Engin. Geol. 9,
S. 33 - 42, Krefeld.

DEARMAN, W.R. &
FOOKES, P.G. (1972): The Influence of Weathering on
the Layout of Quarries in
Southwest England.
Proceedings 2/5, S. 372 - 387,
Symposion on some Aspects of
Eng. Geol. in SW-England.

DENNESS, B. &
RIDDOLLS, B.W. (1976): The Influence of Geological
Factors on Slope Stability in
the London Clay of South Essex,
England. Bull. of Int. Ass. of Eng.
Geol. 14, S. 37 - 40, Krefeld.

EDIL, T.B. &
KRIZER, R.J. (1975): Quantitative Dependence of
Strength on Particle Orientation
of Clay.
Bull. of Intern. Ass. of Engin.
Geol. 11, S. 19 - 22, Krefeld.

EINSELE, G. (1958): Der Opalinuston als Baugrund und
Baustoff im Rohrleitungsbau.
Das Gas- und Wasserfach, H. 8,
S. 1 - 8, München.

EINSELE, G. (1961): Durch Grabarbeiten ausgelöste Hangrutschungen im Verwitterungslehm des Braunjura 8, geologisch und bodenmechanisch beobachtet. Jh.Geol.Landesamt Baden Württ., 4, S. 145 - 181, Freiburg.

EINSELE, G. &
GIERER, H. (1976): Entfärbung bei Disintegration und Gleitflächenbildung im Knollenmergel SW-Deutschlands. Geol.Jb. C16, S. 3 - 21, Hannover.

EINSELE, G. &
SEIBOLD, E. (1961): Die geologische Kartierung der Rohrgräben beim Bau der Bodensee-Fernwasserversorgung. Jh.Geol.Landesamt Baden Württ., 4, S. 183 - 264, Freiburg.

EINSELE, G. &
WALLRAUCH, E. (1964): Verwitterungsgrade bei mesozoischen Schiefertönen und Tonsteinen und ihr Einfluß bei Standsicherheitsproblemen. Vorträge der Baugrundtagung, S. 59 - 89, Dtsch.Ges.F.Erd- und Grundbau e.V., Essen, Berlin.

EINSTEIN, H.H. &
BISCHOF, N. &
HOFMANN, E. (1973): Verhalten von Stollensohlen in quellenden Mergeln. Veröff.Int. Symp.f.Untertagebau Luzern 1972, S. 296 - 319, Zürich.

FOOKES, P.G. (1965): Orientation of Fissures in stiff overconsolidated Clay of the Siwalik System.
Geot. XV, S. 195 - 206. London.

FOOKES, P.G. &
WILSON, D.D. (1966): The Geometry of Discontinuities and Slope Failures in Swalik Clay.
Geoth. XVI, S. 305 - 320, London.

FOOKES, P.G. &
DEENNESS, B. (1969): Observatorial Studies of the Fissure Patterns in Cretaceous Sediments in Southeast England.
Geot. XIX, No. 4, S. 453 - 477, London.

FRANKLIN, J.A. (1974): Rock Quality in Relation to the Quarrying and Performance of Rock Construction Materials.
Proc. II. Int. Congr. I.A.E.G., 1
Sao Paulo.

FÜCHTBAUER, H. &
MÜLLER, G. (1969): Sedimente und Sedimentgesteine.
E. Schweizerbart, Stuttgart.

GAUCKLER, P. (1974): Der Baugrund.
In: Geologische Karte von Bayern.
1:25000, Erläuterung zum Blatt
Nr. 6634 Altdorf.

GIBSON, R.E. &
HENKEL, D.J. (1954): Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained strength".
Geot. IV, S. 6.

- GRIM, R.E. (1953): Clay Mineralogy.
McGraw-Hill Book Company, Inc.,
New York, Toronto, London.
- GRÜNDER, J. (1978): Struktureller Aufbau und geo-
mechanische Eigenschaften eines
stark überkonsolidierten Tones
am Beispiel des Feuerletzens.
Diss.Univ.Erlangen-Nürnberg.
Veröffentlichungen des Grundbau-
institutes der Landesgewerbeanstalt
Bayern, H. 31.
- GRÜNDER, J. &
POLL, K. (1977): Die Bedeutung von Mikro- und
Makrostruktur für das geomechanische
Verhalten stark überkonsolidierter
Tone.
Bericht von der 1. Nationalen Tagung
für Ingenieurgeologie, Sektion für
Ingenieurgeologie der Deutsch.Geol.
Ges. und der Deutsch.Ges.f.Erd- und
Grundbau.
S. 201 - 215, Paderborn.
- GUDENHUS, G. (1974): Einige gemeinsame Merkmale von
Bruchvorgängen in überkonsolidierten
Böden und Sedimentgesteinen.
In: Festschrift für L. MÜLLER.
Salzburg, S. 57 - 66, Karlsruhe.
- HAEFELI, R. (1951): Investigation and measurements of
shear strength of saturated cohesive
soils.
Geot. II, No.3, S. 186 - 208, London.

- HAEFELI, R. (1967): Zum progressiven Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis.
Schweizer Bauzeitung, H.1 u. 2, Zürich.
- HAST, N. (1967): The state of stresses in the upper part of the earth crust.
Eng.Geol.II.S. 5 - 17, Amsterdam.
- HENKE, K.F. (1964): Diskussionsbeitrag zu EINSELE & WALLRAUCH, 1964.
Votr.d.Baugrundtagung Berlin 1964.
Deutsche Ges.f.Erd-u.Grundbau e.V.
S. 85 - 87, Essen.
- HOFMANN, U. (1949): Über die Grundlagen der Plastizität der Kaoline und Tone.
MiH.Bl.Dt.Ker.Ges., 2, S. 21 - 32, Bonn.
- HORN, A. (1964): Die Scherfestigkeit von Schluff.
Forschungsber.d.NRW, Nr. 1346, Köln und Opladen.
- HUDER, J. &
AMBERG, G. (1970): Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit.
Schweiz.Bautzg. 88.H.43,
S. 975 - 980, Zürich.
- HVORSLEV, M.J. (1936): Conditions of failure for remoulded cohesive soils.
Proc.1.International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering., S. 51, Cambridge.

- HVORSLEV, M.J. (1937): Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden.
Ing.Vidensk.Skr.A, Nr. 45,
Danmarks Natur-Vidensk., Samfund.
Kopenhagen.
- HVORSLEV, M.J. (1960): Physical components of the shear strength of saturate Clays.
Am.Soc.Civ.Eng.Res.Conf.on Shear Strength of Cohesive Soils,
Colorado.
- JACKSON, J.O. (1973): The Alteration Characteristic of the Lower Oxford Clay.
Clay Minerals 10, S. 113 - 126,
Oxford.
- JASMUND, K. (1955): Die silikatischen Tonminerale.
Verl.Chemie, Weinheim.
- JOHNSON, S.J. (1969): Engineering Properties and Behaviour of Clay Shales.
Special Session 10, Proc.7.
Int.Conf.of Soil.
Mechanics and Foundation Engineering, S. 483 - 488
Mexico City.
- KAHL, R.W. (1972): Geologie und Bodenmechanik des reinischen Schluffes.
Mitt.Inst.VGB, Aachen, H. 54.
- KAPITAN, T. (1973): Über Quellung und Schrumpfung von Tonböden bzw. Tonen.
Diss.TH Hannover, Hannover.

- KECK, O. (1976): Ingenieurgeologische Untersuchungen an Verwitterungsgesteinen des Oberdevons im Raum Aachen.
Mitt.Ing.-u. Hydrogeol. 2, Aachen.
- KEZDI, A. (1969): Handbuch der Bodenmechanik, Bd. I, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin.
- KEZDI, A. (1973): Handbuch der Bodenmechanik, Bd. III, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin.
- KIESLINGER, A. (1958): Restspannung und Entspannung im Gestein.
Geol. und Bauwesen, 24, S. 95 - 112, Wien.
- KLOPP, R. (1957): Untersuchungen über das Vorhandensein naturgegebener Einflüsse auf die Rutschungsintensität bindiger Gesteine und die Möglichkeit, deren Wirkungsgrad zu bestimmen.
Diss. TH Stuttgart.
- KNOBLICH, K. (1971): Zur Scherfestigkeit und Rutschempfindlichkeit der Tone.
Giessener Geol.Schriften, H.2. Giessen.
- KOMODROMOS, A. (1974): Vergleichende bodenmechanische Untersuchungen an rutschgefährdeten mesozoischen Tonen.
Münster, Forsch.Geol.Paläontol.30, S. 1 - 127, Münster.
- KOWALSKI, W.C. (1974): Strength Differentiation and Deformability of Rocks in the Weathering Zone on a Result of Water Content Changes.
Proc.II.Int.Congr.I.A.E.G., 1, Sao Paulo.

- LANGER, M. (1961): Vergleichende rheologische und bodenmechanische Untersuchungen an Tonen. Geol.Jb., 79, S. 255 - 293, Hannover.
- LANGER, M. (1969): Rheologie der Gesteine. Z.Deutsch.Geol.Ges., 119, S. 313 - 425, Hannover.
- LEMPP, CH. (1978): Disintegration of Overconsolidated Clay Shales and Marls (Field Observations and Experiments). Proceedings of III.Int.Congr.of I.A.E.G., Sec. II.1, S. 236 - 241, Madrid.
- LEMPP, CH. &
EINSELE, G. (1977): Geländebeobachtungen und experimentelle Untersuchungen zur Entfestigung überkonsolidierter Ton- und Mergelsteine Südwestdeutschlands (Keuper u. Jura). Berichte von der 1. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie der Dt.Geol.Ges. und der Dtsch.Ges.für Erd- und Grundbau. S. 187 - 200, Paderborn.
- LOWE, J. &
JOHNSON, T. (1960): Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens. Res.Conf.on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, S. 819.
- MAGAR, M. (1968): Zur Klassifizierung überwiegend bindiger Halbfestgesteine. Felsmech.u.Ingenieurgeologie, IV, S. 25 - 30. Wien.

MARTIN, G.R. &

MILIAR, P.J. (1974): Joint Strength Characteristics of
weathered Rock.
Fortschr.Felsmech., Bd. IIa, Denver.

MEIGH, A.C. (1976): The Triassic rocks, with particular
reference to predicted and observed
performance of some major foundations.
Geot.XXVI, No.3, S. 391 - 452.
London.

MEIGH, A.C. &

GREENLAND, S.W. (1965): In-situ testing of soft rocks.
Proc 6th.Int.Conf.Soil Mech.
Fnd.Engng, Montreal 1, S. 73 - 76.

MEIGH, A.C. &

SKIPP, B.O. &

HOBBS, N.B. (1973): Field and laboratory creep tests on
weak rocks.
Proc.8th.Int.Conf.Soil Mech.
Fnd.Engng, Moscow 1, 2, S. 265 - 271.

MÉNARD, L. (1962): Das Pressiometer Louis Ménard.
Die Bautechnik 39, H. 6, S. 202.

MÉNARD, L. (1966): Anwendung des Pressiometer-Ver-
fahrens zur Untersuchung von Gebirgen.
Felsmech.und Ing.-Geologie IV, No. 2.

MÉNARD, L. (1967): Regeln für die Anwendung der Pressio-
metertechnik und die Auswertung der
Resultate für Gründungsberechnungen.
Anweisung des Centre d'Etudes Geo-
techniques, Paris.

MENARD, L. &

BEYRER, C.H. (1968): Das in situ-Baugrundprüfverfahren.
Pressiometer Ménard.
Brücke und Straße 20, H. 4.

MELZER, K.J. (1968): Über Erfahrungen mit der "Begemann-
Spitze".
Der Bauingenieur 43, S. 340.

MENZENBACH, E. (1959): Die Anwendbarkeit von Sonden zur
Prüfung der Festigkeitseigenschaften
des Baugrundes.
Forschungsberichte des Landes
Nordrhein-Westfalen, Westdeutscher
Verlag, Köln, Nr. 713.

MILLOT, G. (1970): Geology of Clay. 429 S., New York,
Heidelberg, Berlin, Paris, London.

MUHS, H. (1957): Die Prüfung des Baugrundes und der
Böden.
Springer, Berlin.

MUHS, H. &

KANY, M. (1954): Einfluß von Fehlerquellen in
Kompressionsversuchen.
Fortschr. und Forsch. im Bauwesen,
H. 17, S. 125.

MÜLLER, L. (1962): Über die Entstehung oberflächen-
paralleler Klüfte. Versuch einer
geomechanischen Erklärung.
Geologie und Bauwesen, Jg. 27,
S. 146 - 152. Wien.

- MIEHLING, R. (1978): Das bodenmechanische Verhalten des Lias delta bei Erlangen/Mfr. mit besonderer Berücksichtigung des Verwitterungseinflusses. Unveröff.Dipl.Arb. am Inst.für Geol.und Mineral.der Univ. Erlangen-Nürnberg.
- NAGARAJ, T.S. (1964): Soil structure and strength characteristics of compacted Clay. Geot. XIV, Nr. 2, S. 103 - 114, London.
- NICHOLIS, R.A. &
CHANDLER, R.J. &
TAYLOR, R.K. (1973): Lias Clay, Weathering Processes and their Effect on Shear Strength (Discussion and Reply). Geot. XXIII, No. 1, S. 131 - 133, London.
- ODENDAHL, R. (1968): Die Scherfestigkeit des ungestörten rheinischen Schluffs. Diss.T.H. Aachen.
- OHDE, J. (1949): Vorbelastung und Vorspannung des Baugrundes und ihr Einfluß auf Setzung, Festigkeit und Gleitwiderstand. Baut. 26, S. 129 u. S. 163.
- OHDE, J. (1956): Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. Veröff.d.Forschungsanstalt f. Schifffahrt, Wasser-u.Grundbau, 6, Akademie-Verlag, Berlin.

- PETERSON, R. (1954): Studies of Bearpaw shale at the
damsite in Saskatchewan.
Am.Soc.Civ.Engl., Proc., 80,
Separate No. 476.
- PETERSON, R. (1958): Rebound in the Bearpaw shale in
Western Canada.
Bull.Geol.Soc.of America, 69.
- PETERSON, R. &
JASPAR, J.L. &
RIVARD, P.J. &
IVERSON, N.L. (1960): Limitations of Laboratory shear
strength in evaluating stability
of highly plastic Clays.
Am.Soc.Civ.Eng.Res.Conf.on Shear
Strength of Cohesive Soils,
S. 765 - 791. Boulder, Colorado.
- REUTER, F. (1961): Entspannungserscheinungen in der
Baugrube der Rappbodetalsperre/
Harz.
Geol.u.Bauwesen, 27, H. 1,
S. 73 - 81, Wien.
- ROTH, C.B. (1969): Deferration effect on structural
ferrous-ferric iron ratio and
CEC of vermiculites and soils.
Clay and Clay Minerals 17,
S. 253 - 264.
- SALGER, M. (1959): Der Mineralbestand von Tonen des
fränkischen Keuper und Jura.
Geol.Bavarica, 39, S. 69 - 95,
München.

SALGER, M. &

SCHMIDT-KALER, H. (1973):

Sedimentologische Untersuchungen
im Lias von Altdorf bei Nürnberg.
Geol.Bav., 67, S. 162 - 168, München.

SCHEFFER, F. &

SCHACHTSCHABEL, P. (1970):

Lehrbuch der Bodenkunde.
Enke-Verlag, Stuttgart.

SCHMERTMANN, J.H. &

OSTERBERG, J.O. (1961):

An experimental study of the
development of cohesion and
friction with axial strain in
saturated cohesive soils.
Res.Conf.Shear Strength of
Cohesive Soils, Am.Soc.of
Civ.Eng., S. 643 - 694.

SCHMIDBAUER, J. (1954): Fehlerquellen und deren Aus-
schaltung beim Druck-Setzungs-
versuch (Kompressionsversuch).
Fortschr.u.Forsch.im Bauwesen,
Reihe D, 17, S. 161 - 174.

SCHMIDT-KALER, H. (1974):

Erl.z.Geol.Kart.v.Bayern 1:25000,
Bl.Nr. 6634, Altdorf. München.

SCHULTZE, E. &

MUHS, H. (1967):

Bodenuntersuchungen für Ingenieur-
bauten.
Springer-Verlag, Berlin.

SIMONS, N.E. (1963): The influence of stress path on triaxial test results. Laboratory shear testing of soils.

Am.Soc.of Test.Mat.Special
Techn.Publ.No.361, S. 270.

SKEMPTON, A.W. (1953):

The colloidal "Activity" of clays.
Proc.3.Internat.Conf.of Soil
Mech.and Found.Eng.,1, S. 57 - 60,
Zürich.

SKEMPTON, A.W. (1961):

Effective Stress in Soils, Concrete
and Rocks.
Pore Pressure and Suction in Soils,
Butterworths, London.

SKEMPTON, A.W. (1961):

Horizontal stresses in an over-
consolidated eocene clay.
International Conference of
Soil Mechanics and Foundation.
Engineering, 5, S. 351 - 357, Paris.

SKEMPTON, A.W. (1964):

Long-term stability of clay slopes.
Fourth Rankine Lecture, Geot.
XIV, S. 77 - 102. 1964.

SKEMPTON, A.W. (1970):

First-time slides in overconsolidated
clays.
Geot. XX, S. 320 - 324, London.

SKEMPTON, A.W. &

BISHOP, A.W. (1951): The measurement of the shear
strength of soils.
Geot. II, S. 90.

SMOLTCZYK, H.U. (1962):

Neue Erkenntnisse der Tonmechanik.
Vortr.d.Baugrundtagung 1962 in
Essen. Hrsg. v. DGEG, Essen.

SMOLTCZYK, H.U. (1972):

Keupermechanik.
Vorträge der Baugrundtagung 1972,
S. 407 - 419, Hrsg.v.DGEG, Essen.

SPEARS, P.A. &

TAYLOR, R.K. (1972): The Influence of Weathering on the
Composition and Engineering Properties of in situ Coal Measures-
rocks.
Int.J.Rock Mech.Min.Sci.9, No. 6,
S. 729 - 756, Oxford.

TERZAGHI, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer
Grundlage.

Verlag: Franz Deuticke, Leipzig und
Wien.

TERZAGHI, K. (1937): The shearing resistance of saturated
soils and the angle between the
planes of shear.

Proc.1.Int.Conf.of Soil Mech. and
Found.Eng., Cambridge.

TERZAGHI, K. &

FRÖHLICH, O.K. (1936):

Theorie der Setzung von Ton-
schichten.

Verlag: Franz Deuticke, Leipzig
und Wien.

TERZAGHI, K. &

PECK, R.B. (1967):

Soil mechanics in engineering
practice.

John Wiley, New York.

THAMM, B. (1974):

Berechnung der Anfangssetzungen
und der Anfangsporenwasserdrücke
eines wassergesättigten normal-
verdichteten Tones.

Baugrundinstitut Stuttgart.

Mitteilung 1. Stuttgart.

TIEDEMAN, B. (1932): Die Bedeutung des Bodens im Bau-
wesen.

In: E. Blanck, Handbuch der Boden-
lehre, Bd. 10, Springer-Verlag,
Berlin.

TILL, R. &

SPEARS, D.A. (1969): The determination of quartz in
sedimentary rocks using an X-ray
diffraction method.

Clay and Clay Minerals 17,
S. 323 - 327.

TRAUZETTEL, G. (1962):

Die Tuschungen der Württemb.
Knollenmergel.
Arb.a.d.Geol.Pal.Inst. T.H.
Stuttgart, N.F. 32, Stuttgart.

UNDERWOOD, L. (1967):

Classification and Identification
of Shales.
Proc.Am.Soc.Civil Eng. J. Soil
Mechanics and Foundation Division 93,
SM.6, Paper 5560,
S. 97 - 116, New York.

WALLRAUCH, E. (1969): Verwitterung und Entspannung bei
überkonsolidierten tonig-schluffigen
Gesteinen Südwestdeutschlands.
Diss. Tübingen.

WICHTER, L. (1977): Großmaßstäbliche Dreiaxialversuche
an geklüfteten Keupermergeln.
SFB 7777: Felsmechanischer Jahres-
ber. 1976, Univ.Karlsruhe, S. 116 -
112, Karlsruhe.

WOLTERS, R. (1969): Zur Ursache der Entspannung ober-
flächenparalleler Klüfte.
Rock Mech.1, No. 1, S. 53 - 70,
Wien/New York.

WROTH, C.P. (1972): Some Aspects of the Elastic Be-
haviour of Overconsolidated Clays.
Rosco Mem.Symp. S. 220 - 233;
Cambridge.

WUNDERLICH, H.G. (1966):

Quellungsdruck bindiger Boden-
arten als Schadensfaktor in der
Bauwirtschaft und Agenz der physikali-
schen Verwitterung.
Geot.Mitt., 6, S. 15 - 28, Aachen.

YONG, R.N. &

WALKENSTEIN, B.P. (1967):

Introduction to soil Behaviour.
The Macmillian Company, New York.

YONG, R.N. &

WALKENSTEIN, B.P. (1975):

Soil properties and behaviour.
Developments in Geot.Eng.5,
Elsevier Scientific, Publ.Company,
New York.

ZWECK, H. (1968):

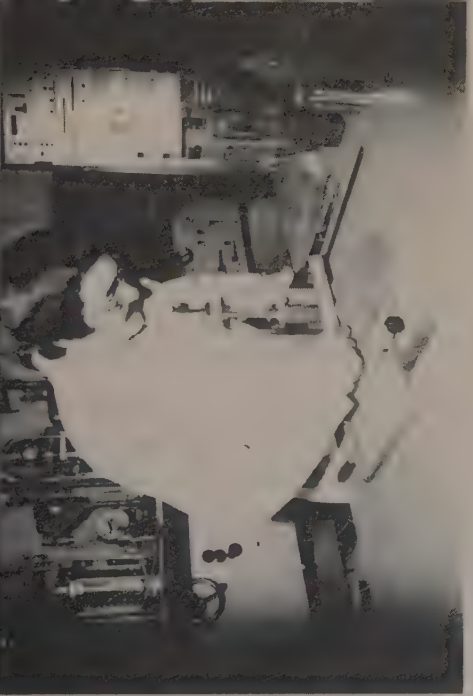
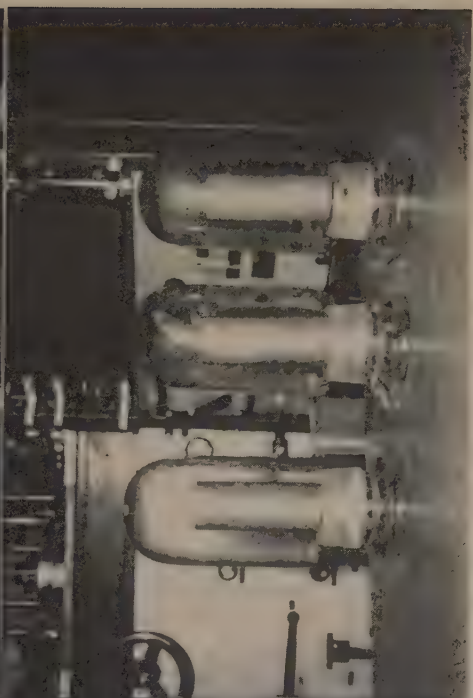
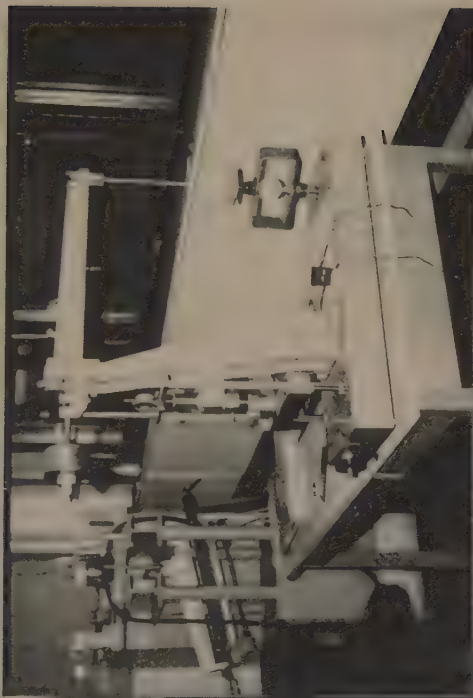
Probleme bei der Auswertung von
Ramm- und Drucksondierungen.
Die Bautechnik 45, S. 73.

ZWECK, H. (1969):

Baugrunduntersuchungen durch Sonden;
Ramm-, Druck-, Dreh- und Flügel-
sonden.
Bauingenieur-Praxis, H. 71, Berlin,
W. Ernst u. Sohn.

ERKLÄRUNG ZUR TAFEL

- Photo (a): Abbauböschung der Tongrube
 in Postbauer-Heng
- Photo (b): Schwellmessgerät
 (Geonor-Ödometer)
- Photo (c): Herstellung von zylindrischen
 Probekörpern für Dreiaxialver-
 suche.
- Photo (d): Aufbewahrung der zylindrischen
 Probekörper, um sie bis zum
 Einbau ins Dreiaxialgerät vor
 Austrocknung zu schützen.



P

C

Lebenslauf

Am 23. September 1944 wurde ich, Firouz Baradar Razizadeh, in Täbriz/Iran geboren. Von 1951 bis 1957 besuchte ich die Volksschule und von 1957 bis 1963 die Oberschule in Täbriz und schloß dort mit dem Abitur ab. 1965 kam ich mit der Absicht nach Deutschland, Geologie zu studieren. Nach Erlernen der deutschen Sprache und dem Besuch des Studienkolleges begann ich im Sommersemester 1967 mit dem Studium der Geologie an der Universität Erlangen-Nürnberg. 1972 erwarb ich das Diplom im Fach Geologie. Vom 1.1.1973 - 30.9.1973 war ich am Geologischen Institut der Universität Erlangen-Nürnberg als Verwalter der Stelle eines wissenschaftlichen Assistenten tätig. Anschließend, ab 1.11.1973, wurde ich als wissenschaftlicher Assistent am Geologischen Department der Universität Täbriz/Iran angestellt. Hier wurde ich 1975 zum Dozent ernannt. Ab Oktober 1977 erhielt ich von der Universität Täbriz die Möglichkeit, meine Kenntnisse auf dem Gebiete der Ingenieurgeologie sowie Bodenmechanik in Deutschland zu vertiefen. Von Oktober 1977 bis April 1978 führte ich an der RWTH Aachen am Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie sowie am Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik ein Aufbaustudium durch, was als Grundlage zur Durchführung der beabsichtigten und nunmehr vorliegenden Doktorarbeit diente.

Im Mai 1978 begann ich am Institut für Geologie und Mineralogie der Universität Erlangen-Nürnberg meine Dissertation unter Leitung und Betreuung von Herrn Prof.Dr.K. Poll.

